



TITLE:

方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の耐震設計(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

百野, 泰樹

CITATION:

百野, 泰樹. 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の耐震設計.
京都大学, 2009, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2009-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k14564>

RIGHT:

方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の耐震設計

百野 泰樹

方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の耐震設計

目 次

第1章 序論

| | |
|---------------------------------|---|
| 1.1 研究の背景および目的 | 1 |
| 1.2 既往の研究 | 3 |
| 1.2.1 本論文と関連する既往の研究 | 3 |
| 1.2.2 方杖ダンパー接合構造に関する既往の研究 | 3 |
| 1.3 本論文の構成 | 4 |

第2章 方杖ダンパーと接合部の設計

| | |
|-----------------------------|----|
| 2.1 はじめに | 6 |
| 2.2 接合部および座屈拘束材の設計条件 | 6 |
| 2.2.1 方杖ダンパー接合部の設計条件 | 6 |
| 2.2.2 接合アングル接合部の設計条件 | 10 |
| 2.2.3 横補剛アングルの設計条件 | 16 |
| 2.2.4 方杖ダンパーの座屈拘束設計条件 | 18 |
| 2.3 性能確認実験計画 | 22 |
| 2.3.1 実験パラメータ | 22 |
| 2.3.2 試験体の設計 | 23 |
| 2.3.3 破壊モードと限界荷重の予測 | 35 |
| 2.3.4 実験方法 | 36 |
| 2.4 性能確認実験結果 | 38 |
| 2.4.1 方杖ダンパーの座屈拘束性能 | 38 |
| 2.4.2 接合部の挙動 | 39 |
| 2.5 まとめ | 40 |

第3章 骨組の設計

| | | |
|-------|-------------------------|----|
| 3.1 | はじめに | 41 |
| 3.2 | 骨組の塑性設計法 | 41 |
| 3.2.1 | 骨組設計のための仮定条件 | 41 |
| 3.2.2 | 方杖ダンパーの設計 | 42 |
| 3.2.3 | 梁の設計 (D 型の場合) | 44 |
| 3.2.4 | 柱の設計 (D 型の場合) | 44 |
| 3.2.5 | 梁の設計 (S 型の場合) | 47 |
| 3.2.6 | 柱の設計 (S 型の場合) | 47 |
| 3.3 | 骨組の設計例 | 50 |
| 3.3.1 | 設計条件 | 50 |
| 3.3.2 | 方杖ダンパーの選定 | 51 |
| 3.3.3 | 梁断面の選定 | 52 |
| 3.3.4 | 柱断面の選定 | 54 |
| 3.3.5 | 解析・実験による設計法妥当性の検証 | 58 |
| 3.4 | まとめ | 61 |

4章 骨組の解析方法

| | | |
|-------|-----------------------------|----|
| 4.1 | はじめに | 62 |
| 4.2 | 単純化モデルの解析方法 | 63 |
| 4.2.1 | 単純化モデル概要 | 64 |
| 4.2.2 | 解析方法概要 | 64 |
| 4.2.3 | 曲げせん断棒の力学挙動 | 64 |
| 4.2.4 | 接合部パネルの力学挙動 | 65 |
| 4.2.5 | 回転ばねの力学挙動 | 66 |
| 4.2.6 | 接合要素の力学挙動 | 66 |
| 4.2.7 | 接合要素・回転ばねを考慮した部材剛性方程式 | 72 |
| 4.2.8 | 座標変換 | 74 |
| 4.2.9 | 静的増分解析の方法 | 77 |
| 4.2.7 | 地震応答解析の方法 | 78 |
| 4.3 | 単純化モデルの精度検証 | 80 |
| 4.3.1 | 実大試験体骨組の解析 | 80 |
| 4.3.2 | 10層骨組の解析 | 83 |
| 4.4 | まとめ | 88 |

5章 骨組の地震応答解析

| | | |
|-------|-----------------|-----|
| 5.1 | はじめに | 89 |
| 5.2 | 対象骨組 | 90 |
| 5.2.1 | 設計条件 | 90 |
| 5.2.2 | 方杖接合骨組の設計 | 90 |
| 5.2.3 | 従来型骨組の設計 | 91 |
| 5.2.4 | 設計結果の比較 | 92 |
| 5.3 | 骨組の解析 | 93 |
| 5.3.1 | 静的増分解析 | 94 |
| 5.3.2 | 地震応答解析 | 95 |
| 5.5 | まとめ | 103 |

6章 高層骨組への適用

| | | |
|-------|------------------|-----|
| 6.1 | はじめに | 104 |
| 6.2 | 高層骨組の設計 | 104 |
| 6.2.1 | 対象骨組と設計条件 | 104 |
| 6.2.2 | 設計結果 | 107 |
| 6.3 | 高層骨組の弾塑性解析 | 110 |
| 6.3.1 | 骨組の静的増分解析 | 110 |
| 6.3.2 | 骨組の地震応答解析 | 112 |
| 6.3.3 | 層間変位角応答改善法 | 114 |
| 6.4 | 統計との比較 | 117 |
| 6.5 | まとめ | 119 |

7章 結論

| | | |
|-----|--------------|-----|
| 7.1 | 本論文の結論 | 120 |
|-----|--------------|-----|

論文リスト

| | |
|--------------|-----|
| 【学術論文】 | 122 |
| 【学会発表】 | 122 |

第1章 序論

1.1 研究の背景および目的

1994年ノースリッジ地震¹⁻¹⁾や1995年兵庫県南部地震¹⁻²⁾における鋼構造建築物の特徴的な被害の1つとして、ラーメン構造の柱梁溶接接合部における脆性的破断が挙げられる。図1.1は、わが国で多用されている角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメンの典型的な接合部を示すもので、柱とダイヤフラムおよび梁端部と柱・ダイヤフラムの接合に溶接を用いている。大きな応力・歪を受ける溶接部では、亀裂などの微小欠陥が脆性的な破壊に遷移する可能性が高く、そこが部材の弱点となりうる。図1.1のラーメン構造では大きな応力が作用する部位の接合を溶接に頼らざるを得ない。兵庫県南部地震以降、溶接部の脆性破断を防止するための様々な研究がおこなわれ設計・施工にも反映されている¹⁻³⁾が、溶接接合の品質は溶接工の技能だけでなく検査に関わる技能者の技量にも左右される。また、検査を含めた施工管理・監理に要する時間・コストも少なくない。

溶接によらない接合方法として高力ボルト接合が挙げられる。高力ボルトは大量工業生産品であり、力学性能に関わる品質のばらつきは非常に小さい。また、高力ボルト接合の施工には特殊な技能を必要としないので、管理・監理の手間は溶接接合と比べて格段に少なくてすむ。図1.2は高力ボルト接合を用いた柱梁接合部の例である。高力ボルト接合を用いるため柱は開断面であるH形断面とし、T字形断面の接合要素を介して梁フランジを柱部材に接合する。梁の曲げモーメントによるフランジの軸方向力とせん断力は、接合要素とこれを接合する高力ボルトの摩擦接合、引張接合で伝達される。図1.1の接合構造を剛接合とみなすのに対し、図1.2のような高力ボルトを用いた接合構造は半剛接合と呼ばれ、接合要素の断面性能をかなり大きくしない限り、弾性域においても接合部の局所変形の影響を無視することができず、架構の剛性の算定過程の煩雑さが避けられない。

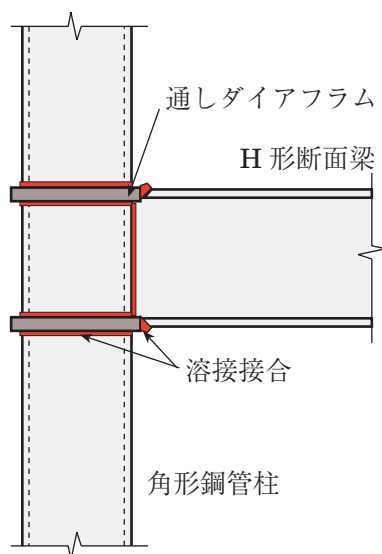


図 1.1 角形鋼管柱・H 形鋼梁の接合部の例

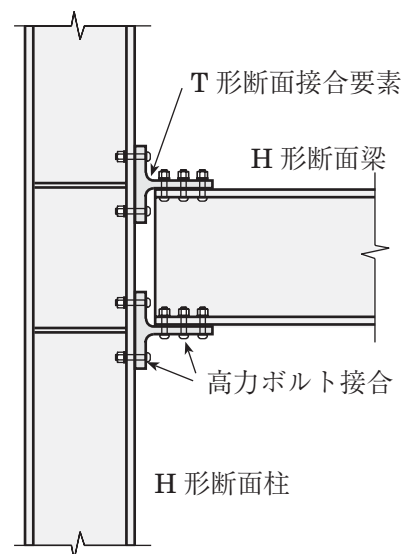


図 1.2 高力ボルト接合を用いた柱梁接合部の例

本研究は、溶接工などの特殊な技能者を必要とせずに施工可能で、かつ所要の構造性能が安定して実現できる新しい接合法式を開発することを目的としている。これによって鋼構造骨組の品質を安定・向上させ、さらに高い耐震性能を保有する建築物の実現を目指すものである。対象とする接合システムは、高力ボルト接合を主体とし、柱梁ともにH形断面の鋼部材を前提とする。図1.3に本研究が提案する柱梁接合構造を示す。これはH形断面柱の強軸方向とH形断面梁の接合部を示すものであり、柱と梁は方杖ダンパー(図1.4参照)と称する接合部材を介して高力ボルト接合される。梁の上フランジ端部は、柱フランジと接する位置でピンと見なせる程度に回転剛性の小さい方法で接合し、これを梁端の回転中心とする。梁下フランジに接合される横補剛アングルは梁端の構面外変形に抵抗して梁の横座屈を防止するものであり、比較的薄いアングル材を用いることにより構面内変形に対する抵抗は無視できる。方杖ダンパーは、平鋼を座屈拘束したものあり、引張・圧縮の軸方向力を負担する履歴ダンパーとなる。大地震時のときにはこのダンパー芯材の塑性変形によってエネルギーを吸収し、柱と梁は弾性域に留めて損傷ないように設計する。図1.3における梁端と柱の間の隙間は、地震荷重による柱の傾斜角を吸収するためのものである。以下、本論では図1.3の接合構造を「方杖ダンパー接合構造」と称する。梁の上下に方杖ダンパーを配置した方式をD型(double)と呼び、これは建物の外周構面やコア周囲に適用できる。梁の下側にだけ方杖ダンパーを配置する接合法式をS型(single)と呼び、これは建築物内部の接合部に適用することになる。

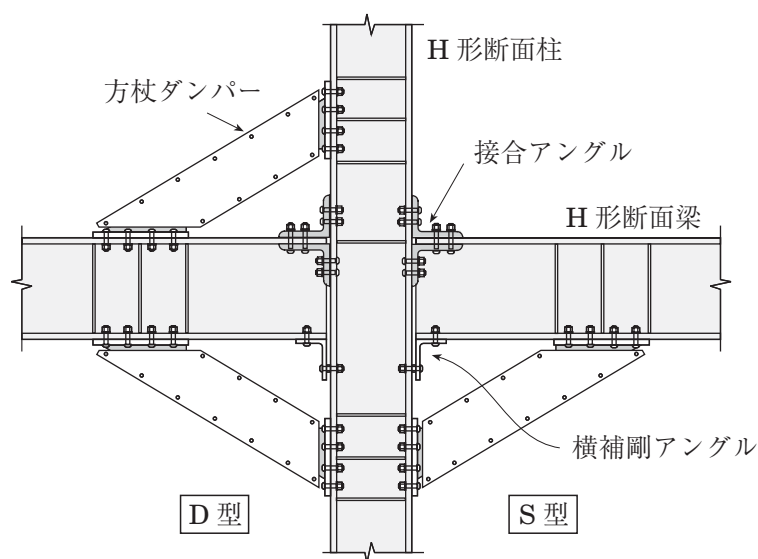


図1.3 方杖ダンパー接合構造

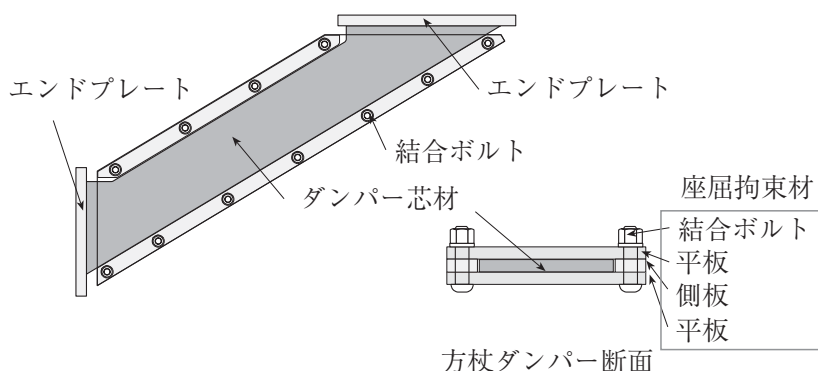


図1.4 方杖ダンパー

一般的に、方杖は軸組の角部を補強し剛性を高める手段のひとつとして木質構造をはじめとした様々な軸組構造に用いられ、筋かいや耐震壁と比べると構面内の開口を大きく取れる利点がある。方杖ダンパー接合構造においても、梁端部の曲げモーメントを柱に伝達することでラーメン構造としての骨組の水平剛性に寄与している。方杖ダンパー接合構造では柱梁部材が方杖ダンパーによって短く分節されるため、図1.1に示す従来型の接合構造と比較して高い剛性を確保することが可能である。従来型の接合構造との比較については本論文の第5章に詳述している。

方杖ダンパー接合構造の高力ボルト接合には、F14T級の超高強度ボルトの適用を想定している。超高強度ボルトは鋼材の遅れ破壊特性の改善や疲労強度に関する確認を経て、JIS規格であるF10T、F8Tとともに実用に供されている^{14)~17)}。方杖ダンパー接合構造では、方杖ダンパーによる安定したエネルギー吸収を確保するために高力ボルト接合部に十分な耐力を付与することが肝要であるが、超高強度ボルトの使用によって比較的コンパクトな接合部の設計が可能となる。

方杖ダンパー接合構造の特徴を以下にまとめる。

- ・高力ボルト接合を主体とすることで、施工品質の安定化と施工コストの低減を図る。
- ・地震時には方杖ダンパーによってエネルギーを吸収し、柱梁部材を弾性に留める。

本研究は、方杖ダンパー接合構造を実建物に適用するうえで必要だと考えられる設計法・解析法について検討し、試設計・地震応答解析結果とともに、本接合構造を適用した鋼構造骨組の耐震設計に係る情報を体系的にまとめ提示することを目的とする。

1.2 既往の研究

1.2.1 本論と関連する既往の研究

方杖は、骨組の剛性や耐力を高める目的で、特に木造で一般的に用いられてきた。鋼構造の分野では、座屈拘束された軸力材を方杖として適用した実施例や研究結果が文献 1-8)、1-9) で報告されている。ただし、これらの骨組構造では柱と梁が溶接接合されていて、本研究が対象とする柱梁接合構造とは基本的に異なる。

1.2.2 方杖ダンパー接合構造に関する既往の研究

方杖ダンパー接合構造に関しては、柱梁接合部^{1-10)、1-11)}や鋼製基礎梁を用いた柱脚接合部¹⁻¹²⁾などの主要な接合部の開発と性能確認が行われてきた。すなわち、文献 1-10)、1-11)では、方杖ダンパーを用いた柱梁接合部を対象に部分骨組実験を実施し、骨組が安定した履歴特性と高い塑性変形能力を保有していることを確認するとともに、剛性と耐力を評価するのに適した力学モデル（詳細解析モデル）が提示されている。文献¹⁻¹¹⁾では、鋼製基礎梁を用いた柱脚接合部を対象に部分骨組実験を行い、基礎梁と柱脚接合部を弾性にとどめ、柱部材の塑性化により安定した弾塑性挙動を実現するための接合方法が提案され、剛性と耐力の算定方法が示されている。また文献 1-13)では、方杖ダンパーで接合される梁に必要な横補剛間隔を検討して、横座屈を防止するための設計法が提示されている。

さらに、これらの研究で開発された接合方式で構成される骨組の施工性と構造性能を確認するために、実大 3 層 1 × 2 スパンの骨組を製作して繰返し載荷実験が行われた¹⁻¹⁴⁾。この実験で施工性に問題ないことが確認され、4 5 度方向を含む繰返し塑性変形を受ける骨組の履歴挙動、さらには設計の想定を超える大変形を受けて骨組が終局状態に至る過程が明らかにされた。

1.3 本論文の構成

本論文は7章から構成され、各章の概要は以下のとおりである。

第1章「序論」では、本研究の背景および目的を述べ、既往の研究についてまとめた。

第2章「方杖ダンパーと接合部の設計」では、方杖ダンパー接合部、接合アングル接合部、横補剛アングル接合部からなる各部高力ボルト接合部の設計条件をまとめる。また、方杖ダンパーの座屈拘束材について設計条件を理論的に提示し、性能確認実験によりその妥当性を検証する。

第3章「骨組の設計」では、方杖ダンパー接合構造を適用して骨組を設計する手順を塑性設計理論にもとづいて提示する。骨組に必要保有水平耐力を付与し、かつ終局時に柱梁を弾性にとどめるための設計手順を導き、試設計骨組の実験と解析により設計手順の妥当性を確認する。

詳細解析モデルでは、実際の骨組に対して解析自由度が膨大にあり、実用上自由度を大幅に削減できるモデルの開発が不可欠な状況にある。第4章「骨組の解析方法」では、方杖接合骨組の解析を簡便におこなうための単純化モデルについて検討する。この単純化モデルの部材構成則、解析方法を提示した上で、詳細解析モデルとの解析結果を比較してモデル化の精度を検証する。

第5章「骨組の地震応答解析」では、方杖ダンパー接合構造を適用して設計した骨組を対象に、静的増分解析・地震応答解析をおこなう。これにより、地震時における骨組の応答変形を把握するとともに、大地震時に方杖ダンパーに要求される塑性変形性能が実験で確認された保有性能よりも小さいことを確認する。また、冷間成形角形鋼管とH形断面梁を用いた従来型骨組と設計・地震応答の比較をおこなう。

第6章「高層骨組への適用」では、方杖ダンパー接合構造の高層骨組への適用可能性を検討する目的で、40m～120mの高層骨組の試設計および地震応答解析をおこなう。第5章同様、骨組と方杖ダンパーの地震応答性状を確認するとともに、既往の高層建物との比較により方杖接合骨組の特性を明らかにする。

第7章「結論」では、本論文で得られた結論をまとめて示す。

参考文献

- 1-1) 中島正愛：ノースリッジ地震－鉄骨接合部の被害－，建築技術，pp.66-73，1994.8.
- 1-2) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震被害調査報告
- 1-3) 日本建築センター：鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破壊防止ガイドライン・同解説」
- 1-4) 平井敬二，脇山広三，宇野暢芳，高力ボルトの遅れ破壊に関する実験的研究(その1 限界拡散性水素濃度法の提案)，日本建築学会構造系論文集，第490号，pp.215-222，1996.12
- 1-5) 平井敬二，脇山広三，宇野暢芳，宮川敏夫，高力ボルトの遅れ破壊に関する実験的研究(その2 暴露試験)，日本建築学会構造系論文集，第555号，pp.171-176，2002.5
- 1-6) 平井敬二，宇野暢芳，高力ボルトの遅れ破壊に関する実験的研究(その3 ボルトに進入する拡散性水素およびボルト張力)，日本建築学会構造系論文集，第560号，pp.197-204，2002.10
- 1-7) 平井敬二，宇野暢芳，高力ボルトの疲労強度に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第595号，pp.117-122，2005.9
- 1-8) 岩田衛，黄一華，川合廣樹，和田章：被害レベル制御構造「Damage Tolerant Structure」に関する研究，日本建築学会技術報告集，第1号，pp.82-87，1995.12
- 1-9) 蓮田常雄 他：制震ブレースを用いた線路上空利用建築物の耐震補強法，日本建築学会大会学術日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2 構造II，pp.911-918，1998.9
- 1-10) 竹内一郎，井上一朗，吹田啓一郎，森田周平，宇野暢芳：エネルギー吸収機能を有する接合要素を用いたH形鋼柱梁構造システムの力学挙動，日本建築学会近畿支部研究報告集，第40号・構造系，pp.221-224，2000.6
- 1-11) 吹田啓一郎，井上一朗，竹内一郎，宇野暢芳：座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合構造の力学挙動，日本建築学会構造系論文集，第571号，pp.153-160，2003.9
- 1-12) 周鋒，吹田啓一郎，松宮智央，倉田真宏：Tests on Steel Column Bass with T-Stub Connections，日本建築学会構造系論文集，第581号，pp.117-125，2004.7
- 1-13) 竹内一郎，金尾伊織，吹田啓一郎，中島正愛：方杖ダンパーにより接合された鋼梁の横座屈挙動と必要横補剛，日本建築学会構造系論文集，第585号，pp.185-192，2004.11
- 1-14) 聲高裕治，安藤正和，百野泰樹，吹田啓一郎，井上一朗：方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験，日本建築学会構造系論文集，第595号，pp.109-116，2005.9

第2章 方杖ダンパーと接合部の設計

2.1 はじめに

本章では、方杖ダンパー接合構造における高力ボルト接合部および方杖ダンパー座屈拘束材の設計について検討する。地震時における建物の塑性変形を方杖ダンパーに限定し、ダンパーに安定したエネルギー吸収性能を付与するための各部設計条件を提示し、妥当性を検証することを本章の目的とする。

まず、2.2節では高力ボルト接合部および座屈拘束材の設計条件・設計式を理論的に提示する。2.3節・2.4節では、特に方杖ダンパーの座屈拘束材の設計条件に着目した性能確認実験をおこなう。また、接合部および座屈拘束材の設計例を提示する。実験結果から設計条件の妥当性を検証するとともに、適切に設計された方杖ダンパー接合構造のエネルギー吸収性能を確認する。

2.2 接合部および座屈拘束設計条件

2.2.1 方杖ダンパー接合部の設計条件

方杖ダンパーの両端の接合部はエンドプレート形式とし、終局時に想定される最大軸力が方杖ダンパーの芯材に作用しても高力ボルト接合部にすべりや離間が生じず、またエンドプレート、柱フランジ、梁フランジが面外曲げ降伏による崩壊機構を形成しないように設計する。以下に設計条件を示し、後の2.3.2項に設計例を記載する。

(1) 最大軸力到達時の接合部設計用応力

接合部の設計に用いる方杖ダンパー芯材の最大軸力は次式による。

$${}_dN_{\max} = {}_j\alpha {}_dN_y \quad (2.1)$$

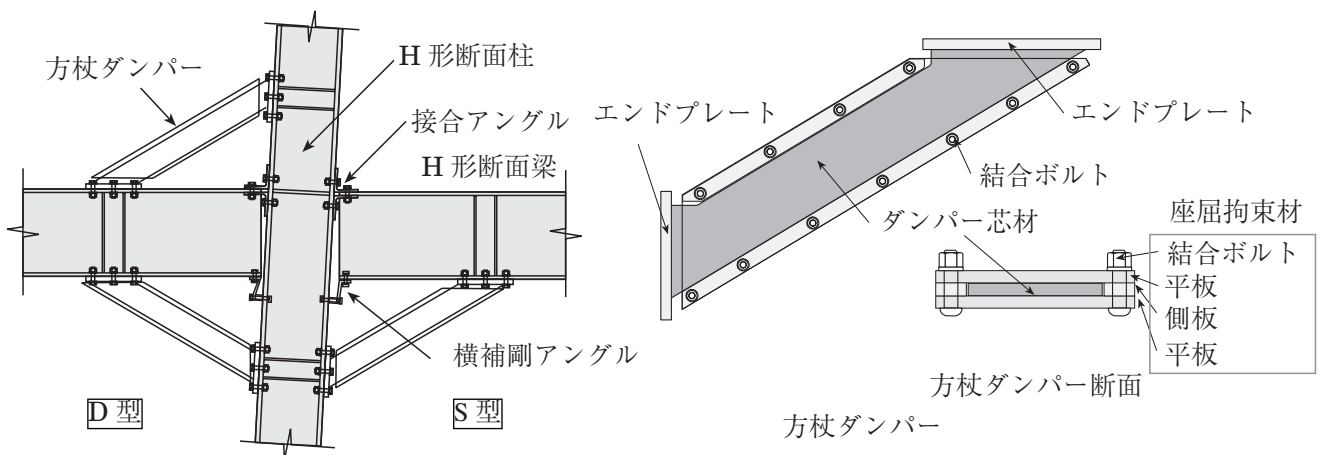


図 2.1 方杖ダンパー接合構造

表 2.1 ${}_j\alpha$ の値

| 芯材の鋼種 | ${}_j\alpha$ |
|--------|--------------|
| LY225 | 1.30 |
| SN400B | 1.40 |
| SN490B | 1.35 |

ここで、 α はダンパー芯材に想定される最大軸力の公称降伏軸力に対する比であり、芯材の鋼種に対応して表2.1に示す値を用いる。これは鋼構造接合部設計指針²⁾の表4.1で、高力ボルトの破断で最大耐力が決まる場合の梁端の接合部係数として定められている値であり、梁端接合部の破断を防止するための最大耐力要求値を得るために設定された係数である。本設計ではこの係数から得られる設計応力を接合部の短期許容耐力の要求値に使い、接合部の耐力により大きな余裕を持たせている。LY225は同指針²⁾に規定されていないが、降伏応力の上下限の幅がSN材と比べて1/3と小さく設定されていて実勢値のばらつきが大幅に小さいため、SN490よりもさらに小さい1.30の値を設定している。

図2.2に方杖ダンパー接合部の設計用応力を示す。接合部(図2.2のA点、C点、D点、E点)の設計用応力は接合面に対して垂直方向と接線方向の成分に分けて次の各式で得られる。

・梁の下側に設置される方杖ダンパーの接合部

$${}_A H_{\max} = {}_D H_{\max} = {}_d N_{\max}^l \cos \varphi^l \quad (2.2a)$$

$${}_A V_{\max} = {}_D V_{\max} = {}_d N_{\max}^l \sin \varphi^l \quad (2.2b)$$

・梁の上側に設置される方杖ダンパーの接合部

$${}_C H_{\max} = {}_E H_{\max} = {}_d N_{\max}^u \cos \varphi^u \quad (2.3a)$$

$${}_C V_{\max} = {}_E V_{\max} = {}_d N_{\max}^u \sin \varphi^u \quad (2.3b)$$

ここで、

${}_d N_{\max}^l$: 梁の下側に設置される方杖ダンパー芯材の最大軸力

${}_d N_{\max}^u$: 梁の上側に設置される方杖ダンパー芯材の最大軸力

φ^l : 梁の下側に設置される方杖ダンパーの設置角度

φ^u : 梁の上側に設置される方杖ダンパーの設置角度

(2) 高力ボルト接合部の設計

方杖ダンパーの高力ボルト接合部は引張力とせん断力を同時に受けることを考慮してすべり耐力を求めると、図2.3のとこ反力は、スプリットティ接合と同様にして算出する。このとこ反力を考慮した上で、高力ボルト1本あたりに作用する引張力が離間耐力($=0.9 N_0$)を超えないように検討する。

高力ボルト接合部ですべりが生じないための条件は次式で表される。

・梁フランジと方杖ダンパーの接合部

$$\mu({}_d n_b N_0 - V_{\max}) \geq H_{\max} \quad (2.4a)$$

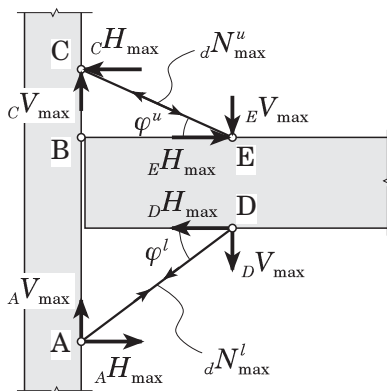


図2.2 方杖ダンパー接合部の設計用応力

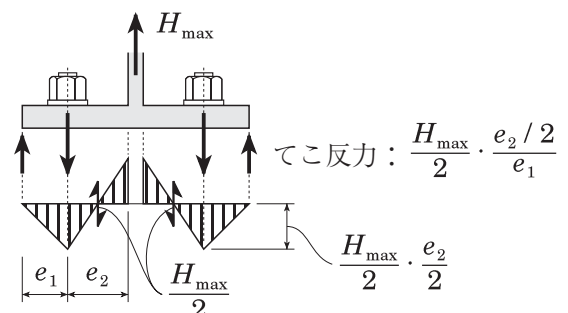


図2.3 方杖ダンパーのエンドプレート

・柱フランジと方杖ダンパーの接合部

$$\mu(d n_c N_0 - H_{\max}) \geq V_{\max} \quad (2.4b)$$

ここで、

- $d n_b$: 梁フランジと方杖ダンパーの接合部における高力ボルトの本数
- $d n_c$: 柱フランジと方杖ダンパーの接合部における高力ボルトの本数
- μ : すべり係数
- N_0 : 設計ボルト張力
- H_{\max} : (2.2a)式の $A H_{\max}$ 、 $D H_{\max}$ 、または(2.3a)式の $C H_{\max}$ 、 $E H_{\max}$ のいずれか
- V_{\max} : (2.2b)式の $A V_{\max}$ 、 $D V_{\max}$ 、または(2.3b)式の $C V_{\max}$ 、 $E V_{\max}$ のいずれか

高力ボルト接合部が離間しないための条件は図 2,3 中の記号を用いて次式で表される。

・梁フランジと方杖ダンパーの接合部

$$0.9 N_0 \geq \frac{V_{\max}}{d n_b} \left(1 + \frac{e_2}{2e_1} \right) \quad (2.5a)$$

・柱フランジと方杖ダンパーの接合部

$$0.9 N_0 \geq \frac{H_{\max}}{d n_b} \left(1 + \frac{e_2}{2e_1} \right) \quad (2.5b)$$

(3) エンドプレートの設計

面外荷重に対する方杖ダンパーのエンドプレートには、スプリットティ形式高力ボルト引張接合部の設計式^(2.1)を適用し、設計用応力に対して降伏耐力以下に収まるように設計する。ただし、エンドプレートの有効長さは、芯材平行部をエンドプレートまで延長した図 2.5 に示す部分とする。方杖ダンパーのエンドプレートが、図 2.4 の崩壊機構を形成しないための条件は次式で表される。

・梁フランジと方杖ダンパーの接合部

$$\frac{(b_0 / \sin \varphi) t_e^2 F_e}{e_2} \geq V_{\max} \quad (2.6a)$$

・柱フランジと方杖ダンパーの接合部

$$\frac{(b_0 / \cos \varphi) t_e^2 F_e}{e_2} \geq H_{\max} \quad (2.6b)$$

ここで、

- b_0 : 方杖ダンパー平行部の幅(図 2.4 参照)
- φ : 方杖ダンパーの設置角度(図 2.4 参照)
- t_e : エンドプレートの板厚(図 2.4 参照)
- F_e : エンドプレートの基準強度

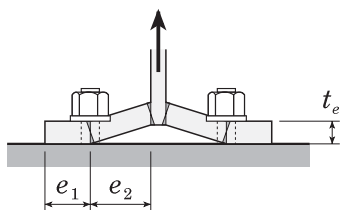


図 2.4 エンドプレートの崩壊機構

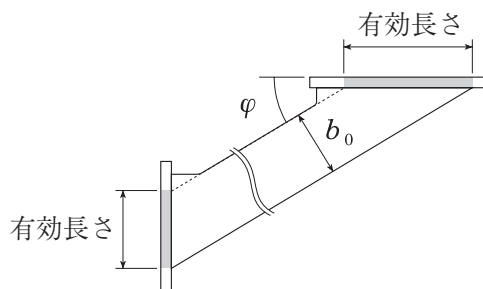


図 2.5 エンドプレートの有効長さ

(4) 梁フランジおよび柱フランジの面外降伏に対する設計

柱フランジや梁フランジが接合部の引張力に対して面外曲げ降伏による崩壊機構を形成しないようにスチフナを適切に配置する．方杖ダンパーの接合部にはスチフナの配置とボルトの列数に応じて，図 2.6 に示す 3通りの降伏機構が考えられる．ここではフランジの面外曲げ降伏が生じたときの崩壊荷重を安全側に評価するために，図 2.6 のうち各接合部に含まれる面外曲げ降伏で，高力ボルト 1箇所あたりの崩壊荷重の最小値にボルト本数を乗じた値に対して検討することとする．

面外曲げ降伏による崩壊機構が生じないための条件は次式で表される．

・ 梁フランジと方杖ダンパーの接合部

$${}_d n_b T \geq V_{\max} \quad (2.7a)$$

・ 柱フランジと方杖ダンパーの接合部

$${}_d n_b T \geq H_{\max} \quad (2.7b)$$

ここで， T は図 2.6 に示す面外曲げ降伏による崩壊機構が生じた場合の高力ボルト 1箇所あたりの崩壊荷重であり，次式で与えられる．

$$T = \min\{T_1, T_2, T_3\} \quad (2.8)$$

(2.8)式の T_1 , T_2 , T_3 はそれぞれ図 2.5 に示す崩壊機構(a), (b), (c)と対応し，図 2.6 中の記号を用いて次式で示される．

(a) 片側にスチフナがある場合

$$T_1 = 2M_{f0} \left[\pi + \frac{2}{\pi} \left(\frac{1}{k} - 1 \right)^2 + \frac{2}{\pi} \left(\frac{l_m}{kl_1} - 1 \right)^2 + \frac{l_2}{l_1} + \frac{l_2}{l_m} \right] \quad (2.9a)$$

(b) 両側にスチフナがある場合 (ボルト 1 列)

$$T_2 = 2M_{f0} \left[\pi + \frac{4}{\pi} (\log_e k)^2 + \frac{2l_2}{l_1} \right] \quad (2.9b)$$

(c) 両側にスチフナがある場合 (ボルト 2 列)

$$T_3 = M_{f0} \left[\pi + \frac{4}{\pi} (\log_e k)^2 + \frac{2l_2}{l_1} + \frac{p}{kl_1} \right] \quad (2.9c)$$

ここで，

M_{f0} : 単位幅あたりのフランジの全塑性モーメント

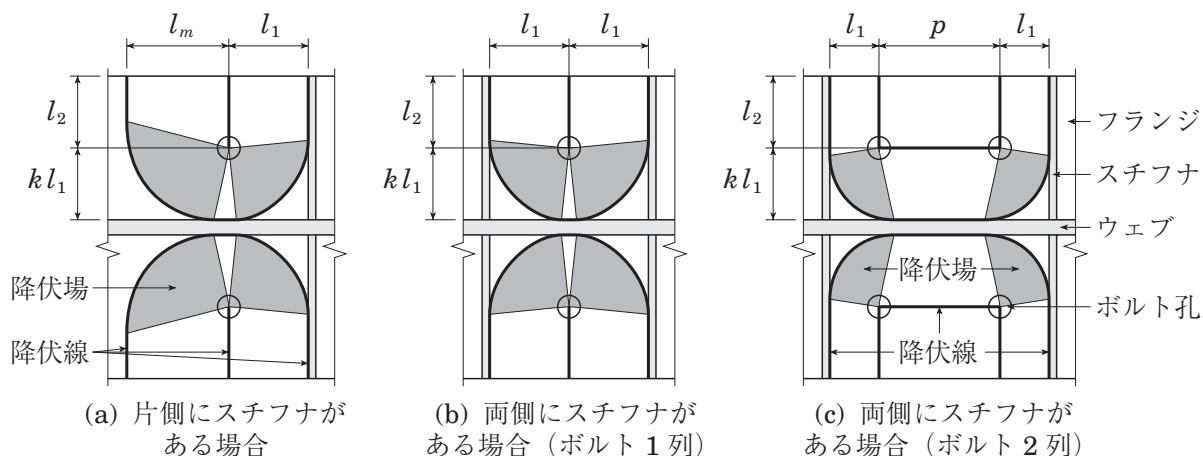


図 2.6 フランジの面外曲げ降伏による崩壊機構

$$M_{f0} = \frac{t_f^2 F_f}{4} \quad (2.10)$$

t_f : フランジの板厚
 F_f : フランジの基準強度

$$l_m = \frac{kl_1}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \pi \frac{l_2}{kl_1}} \right) \quad (2.11)$$

なお, (2.9a)式は文献 2.2) より, (2.9c)式は文献 2.3) より引用したもので, (2.9b)式は(2.9c)式を修正したものである.

2.2.2 接合アングル接合部の設計条件

接合アングル接合部は, 方杖ダンパー芯材が想定される最大軸力に達するまで, 高力ボルト接合部でのすべりや離間が生じず, 接合アングルが崩壊機構を形成せず, また柱フランジ, 梁フランジが面外曲げ降伏による崩壊機構を形成しないように設計する. 以下に設計条件を示し, 後の 2.3.2 項に設計例を記載する.

(1) 最大軸力到達時の接合部設計用応力

図 2.7 に接合アングル接合部の設計用応力を示す. 方杖ダンパー芯材が想定される最大軸力に達したときの接合アングル接合部(図 2.7 の B 点)の設計用応力は接合面に対して垂直方向と接線方向の成分にわけて次式で得られる.

$${}_B H_{\max} = \left| {}_d N_{\max}^l \cos \varphi^l - {}_d N_{\max}^u \cos \varphi^u \right| \quad (2.12a)$$

$${}_B V_{\max} = {}_d N_{\max}^l \sin \varphi^l + {}_d N_{\max}^u \sin \varphi^u - {}_b Q_{\max} + {}_b Q_L \quad (2.12b)$$

ここで,

${}_b Q_{\max}$: 方杖ダンパーが最大軸力に到達したときの梁中央部に作用するせん断力

${}_b Q_L$: 鉛直荷重(長期荷重)によって梁端に作用するせん断力

${}_d N_{\max}^l, {}_d N_{\max}^u$ はそれぞれ梁の上下に取り付く方杖ダンパー芯材の最大軸力であり, (2.1)式による. なお, S 型(梁の下側だけに方杖ダンパーを配置した方式)の場合は, ${}_d N_{\max}^u = 0$ とすればよい. 鉛直荷重によって梁端に作用するせん断力 ${}_b Q_L$ は, 方杖ダンパーをお無視して算出したせん断力を用いる. 方杖ダンパーが最大軸力に到達したときの梁中央部に作用するせん断力 ${}_b Q_{\max}$ は, 保有水平耐力時に梁中央部に作用するせん断力を $\alpha/1.1$ 倍して求める. なお, 保有水平耐力時の梁応力については 3.3.3 項にて詳述する.

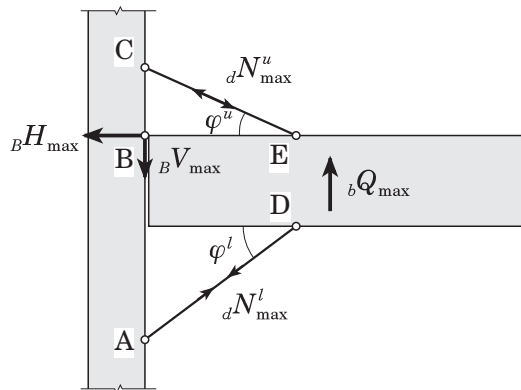


図 2.7 接合アングル接合部の設計用応力

(2) 接合アングルと柱フランジの接合部の設計

接合アングルと柱フランジの接合部においては、すべりが生じないこと、および接合アングルが引張崩壊機構を形成しないことを確認する。

接合部アングルと柱フランジの高力ボルト接合部にすべりが生じないための条件は次式で表される。

$$\mu(a n_c N_{0-B} H_{\max}) \geq_B V_{\max} \quad (2.13)$$

ここで、

$a n_c$: 梁フランジの上下に設置する接合アングルと柱フランジの接合部における高力ボルトの全本数

接合アングルが図 2.8 に示す引張崩壊機構を形成しないための条件は次式で表される。

$${}_a T_y \geq_B H_{\max} \quad (2.14)$$

ここで、 ${}_a T_y$ は接合アングルの崩壊荷重であり、接合部における柱フランジ側のボルト列数に応じて(2.15)式または(2.17)式または(2.19)式で与えられる。

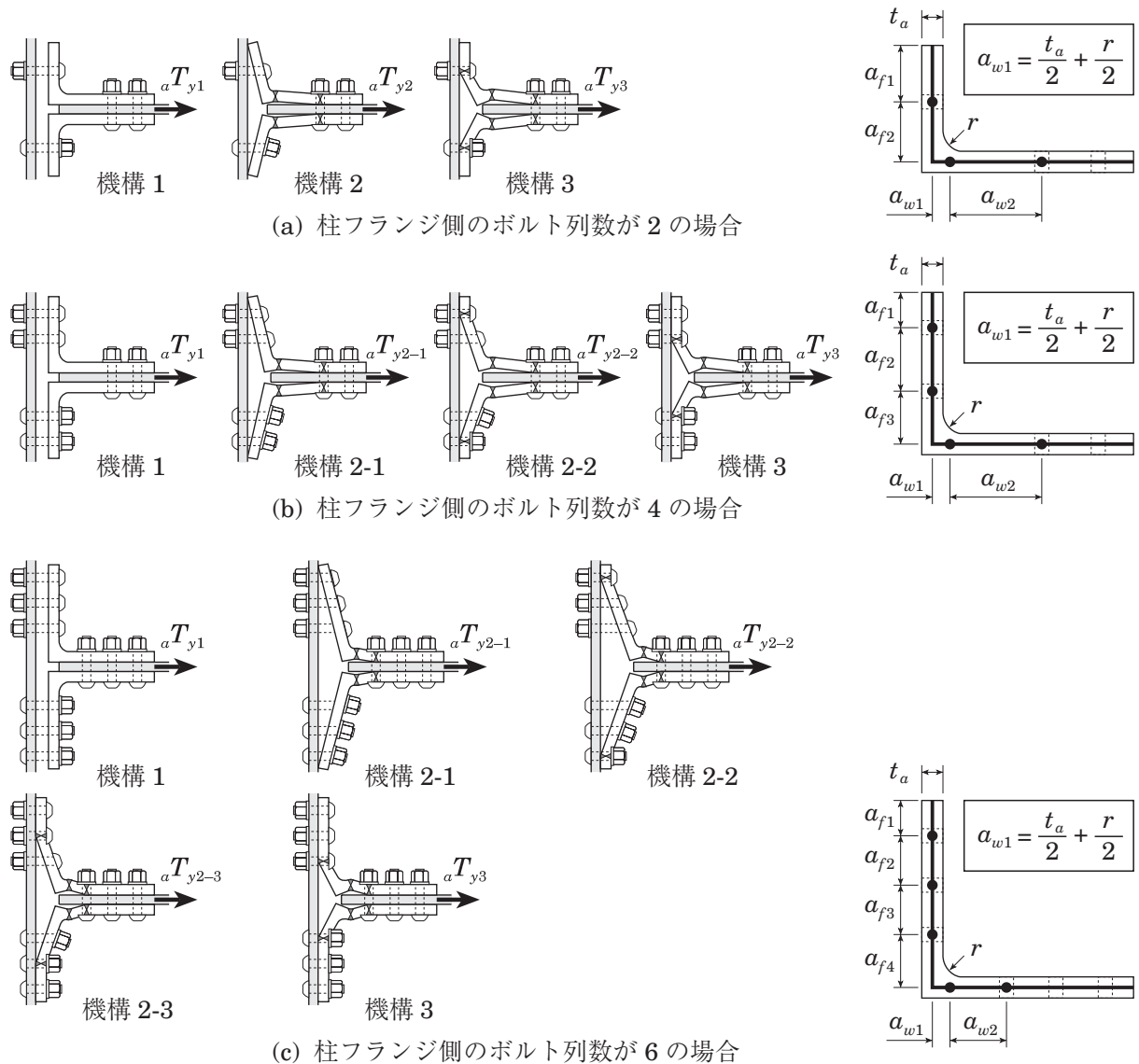


図 2.8 接合アングル接合部の引張崩壊機構

(a) 柱フランジ側のボルト列数が2の場合

$${}_aT_y = \min\{{}_aT_{y1} {}_aT_{y2} {}_aT_{y3}\} \quad (2.15)$$

ただし,

$${}_aT_{y1} = {}_a n_c 0.9N_0 \quad (2.16a)$$

$${}_aT_{y2} = \frac{\left(1 + 2 \frac{a_{w1}}{a_{w2}}\right)({}_a w_o + {}_a w_i)M_{a0} + a_{f1} {}_a n_c 0.9N_0}{a_{f1} + a_{f2}} \quad (2.16b)$$

$${}_aT_{y3} = \frac{2\left(1 + \frac{a_{w1}}{a_{w2}}\right)({}_a w_o + {}_a w_i)M_{a0}}{a_{f2}} \quad (2.16c)$$

(b) 柱フランジ側のボルト列数が4の場合

$${}_aT_y = \min\{{}_aT_{y1} {}_aT_{y2-1} {}_aT_{y2-2} {}_aT_{y3}\} \quad (2.17)$$

ただし,

$${}_aT_{y1} = {}_a n_c 0.9N_0 \quad (2.18a)$$

$${}_aT_{y2-1} = \frac{\left(1 + 2 \frac{a_{w1}}{a_{w2}}\right)({}_a w_o + {}_a w_i)M_{a0} + (2a_{f1} + a_{f2}) \frac{{}_a n_c}{2} 0.9N_0}{a_{f1} + a_{f2} + a_{f3}} \quad (2.18b)$$

$${}_aT_{y2-2} = \frac{2\left(1 + \frac{a_{w1}}{a_{w2}}\right)({}_a w_o + {}_a w_i)M_{a0} + a_{f2} \frac{{}_a n_c}{2} 0.9N_0}{a_{f2} + a_{f3}} \quad (2.18c)$$

$${}_aT_{y3} = \frac{2\left(1 + \frac{a_{w1}}{a_{w2}}\right)({}_a w_o + {}_a w_i)M_{a0}}{a_{f3}} \quad (2.18d)$$

(c) 柱フランジ側のボルト列数が6の場合

$${}_aT_y = \min\{{}_aT_{y1} {}_aT_{y2-1} {}_aT_{y2-2} {}_aT_{y2-3} {}_aT_{y3}\} \quad (2.19)$$

ただし,

$${}_aT_{y1} = {}_a n_c 0.9N_0 \quad (2.20a)$$

$${}_aT_{y2-1} = \frac{\left(1 + 2 \frac{a_{w1}}{a_{w2}}\right)({}_a w_o + {}_a w_i)M_{a0} + (3a_{f1} + 2a_{f2} + a_{f3}) \frac{{}_a n_c}{2} 0.9N_0}{a_{f1} + a_{f2} + a_{f3} + a_{f4}} \quad (2.20b)$$

$${}_aT_{y2-2} = \frac{2\left(1 + \frac{a_{w1}}{a_{w2}}\right)({}_a w_o + {}_a w_i)M_{a0} + (2a_{f2} + a_{f3}) \frac{{}_a n_c}{2} 0.9N_0}{a_{f2} + a_{f3} + a_{f4}} \quad (2.20c)$$

$${}_aT_{y2-3} = \frac{2\left(1 + \frac{a_{w1}}{a_{w2}}\right)({}_a w_o + {}_a w_i)M_{a0} + a_{f3} \frac{{}_a n_c}{2} 0.9N_0}{a_{f3} + a_{f4}} \quad (2.20d)$$

$${}_aT_{y3} = \frac{2\left(1 + \frac{a_{w1}}{a_{w2}}\right)({}_a w_o + {}_a w_i)M_{a0}}{a_{f4}} \quad (2.20e)$$

${}_aw_o$: 梁フランジ上側のアングル幅
 ${}_aw_i$: 梁フランジ下側のアングル幅の総和
 M_{a0} : アングルの単位幅あたりの全塑性モーメント
 $M_{a0} = \frac{{t_a}^2 F_a}{4}$
 t_a : アングルの板厚
 F_a : アングルの基準強度

接合アングルと梁の接合部においては、 ${}_B H_{\max}$ に対してすべりが生じないこと、および接合アングルの局所的なちぎれ破断を想定した場合の短期許容耐力が ${}_B H_{\max}$ 以上であることを確認する。

$$2u_a n_b N_{\theta > B} H_{\max} \quad (2.22)$$

n_b : 接合アングルと梁フランジの接合部における高力ボルトの本数

接合アングルの局所的なちぎれ破断については、図 2.9 に示す局所的なちぎれ破断を想定した短期許容耐力 ${}_a P_y$ が ${}_B H_{\max}$ 以上であることを確認する。 ${}_a P_y$ は次式による。

$${}_aP_v = {}_aP_{ov} + {}_aP_{iv}$$

ここで、 ${}_aP_{oy}$ は図2.9(a)～(d)に示す梁フランジ上側アングルの局所的なちぎれ破断を想定した場合の短期許容耐力で、図2.9(a)～(d)に示す4種類の短期許容耐力のうち最小値を用いる。また、 ${}_aP_{iy}$ は図2.4.9(e)に示す梁フランジ下側アングルの局所的なちぎれ破断を想定した場合の短期許容耐力である。なお、文献2-1)では、図2.9に示す接合アングルの局所的なちぎれ破断の耐力算定に鋼材の引張強さを用いているが、こ

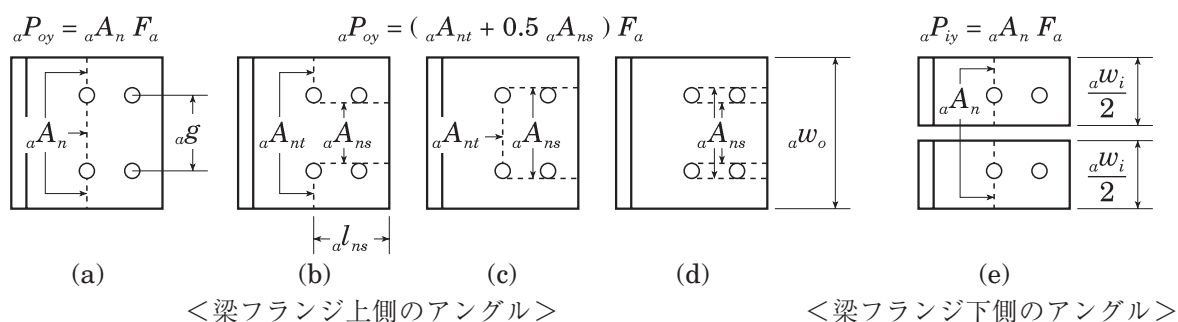


図 2.9 接合アングルの局所的なちぎれ破断

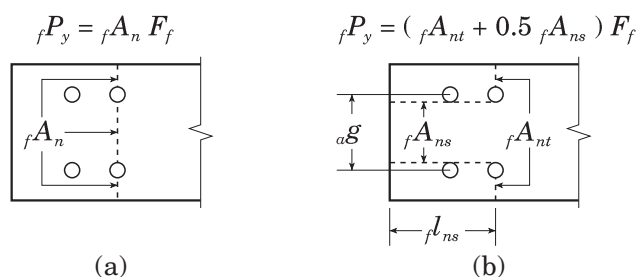


図 2.10 梁フランジ局所的なちぎれ破断

ここでは ${}_B H_{\max}$ が短期許容耐力以下となることを保証するため、文献3-1)の算定式の引張強さのかわりに基準強度を用いて短期許容耐力 ${}_a P_y$ を定めている。

(4) 梁フランジの設計

梁フランジに関しては、接合アングル同様局所的なちぎれ破断を想定した短期許容耐力が ${}_B H_{\max}$ 以上であること、および ${}_B V_{\max}$ に対して梁フランジの面外曲げ降伏による崩壊機構が生じないことを確認する。

梁フランジの局所的なちぎれ破断を想定した短期許容耐力 ${}_f P_y$ は、図2.10に示す2種類の局所的なちぎれ破断を想定した場合の短期許容耐力のうち小さい方の値とする。

梁フランジの面外曲げ降伏による崩壊機構が生じないように、(2.24)式を満たすことを確認する。

$$\frac{4M_{f0}l_3}{l_1} \geq {}_B V_{\max} \quad (2.24)$$

記号 (図2.11 参照)

$$M_{f0} = \frac{t_f^2 F_f}{4} \quad (2.25)$$

t_f : 梁フランジ板厚

F_f : 梁フランジの基準強度

(2.24)式では、梁ウェブ近傍(図2.11の l_3 の長さの区間)におけるフランジの板曲げによって梁端のせん断力 ${}_B V_{\max}$ を負担することを想定している。(2.24)式を満たさない場合は、図2.11に示すスチフナを配置して、梁フランジの面外曲げ降伏や梁フランジのせん断降伏が生じないことを確認する。梁フランジの面外曲げ降伏による崩壊機構が生じないための条件は次式で表される。

$$2M_{f0} \left[\pi + \frac{4}{\pi} (\log_e k)^2 + \frac{2(kl_3 + l_2)}{kl_1} \right] \geq {}_B V_{\max} \quad (2.26)$$

記号 (図2.11 参照)

また、梁フランジがせん断降伏しないための条件は次式で表される。

$$\frac{4l_3 t_f}{3} \frac{F_f}{\sqrt{3}} \geq {}_B V_{\max} \quad (2.27)$$

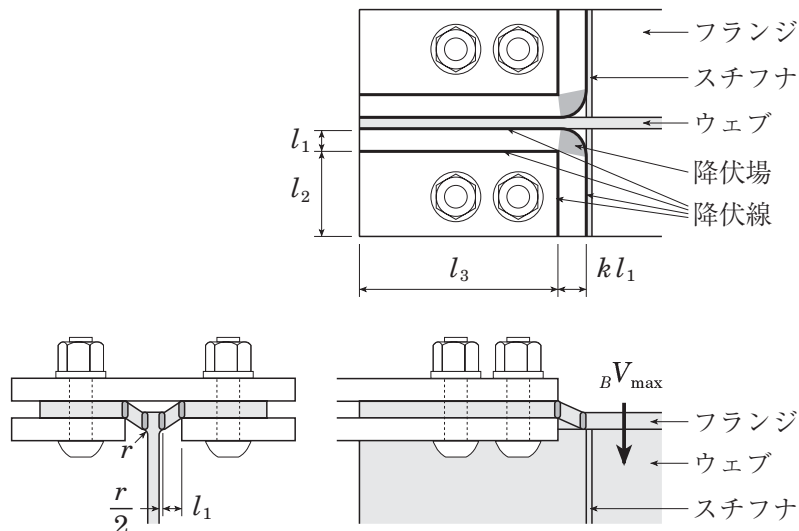


図2.11 梁フランジの面外曲げ降伏による崩壊機構

(5) 柱フランジの設計

柱フランジは $_B H_{\max}$ に対して面外曲げ降伏が生じないことを確認する。図2.12に示す面外曲げ降伏が生じないための条件は次式で表される。

$${}_a n_c T \geq {}_B H_{\max} \quad (2.28)$$

ここで T は、図2.12に示す面外曲げ降伏による崩壊機構が生じた場合の高力ボルト1箇所あたりの崩壊荷重で、(2.29a)式、または(2.29b)式で求められる。

(a) 柱フランジ側のボルト列数が2の場合

$$T = 2M_{f0} \left[\pi + \frac{2}{\pi} \left(\frac{1}{k} - 1 \right)^2 + \frac{2}{\pi} \left(\frac{l_m}{kl_1} - 1 \right)^2 + \frac{l_2}{l_1} + \frac{l_2}{l_m} \right] \quad (2.29a)$$

(b) 柱フランジ側のボルト列数が4の場合

$$T = M_{f0} \left[\pi + \frac{2}{\pi} \left(\frac{1}{k} - 1 \right)^2 + \frac{2}{\pi} \left(\frac{l_m}{kl_1} - 1 \right)^2 + \frac{l_2}{l_1} + \frac{l_2}{l_m} + \frac{p}{kl_1} \right] \quad (2.29b)$$

記号 (図2.12 参照)

M_{f0} : 単位幅あたりのフランジの全塑性モーメント (2.10)式参照

l_m : (2.11)式参照

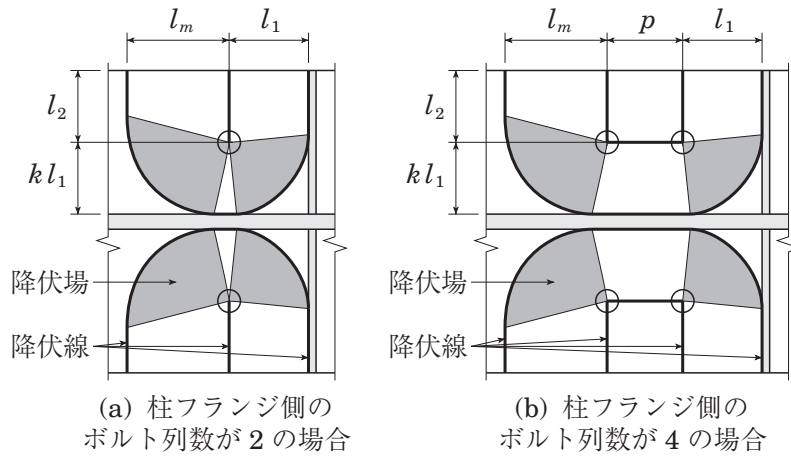


図2.12 柱フランジの面外曲げ降伏による崩壊機構

2.2.3 横補剛アングルの設計条件

横補剛アングルの接合部は、方杖ダンパー芯材が想定される最大軸力に達するまで、高力ボルト接合部でのすべりが生じず、梁の構面外方向に対して横補剛アングルが降伏しないように設計する。

(1) 横補剛アングル接合部設計用応力

横補剛アングルの接合部設計用応力は、文献 2-3)に基づいて次式で与えられる。

$${}_l H_{\max} = 0.03 \frac{{}_{eb} M_y}{d_b} \quad (2.30)$$

ここで、

${}_{eb} M_y$: ボルト孔による断面欠損を考慮した梁の降伏曲げ耐力
 d_b : 梁せい

(2) 高力ボルト接合部の設計

(2.30)式の設計用応力により横補剛アングルと柱の接合部には曲げとせん断の組合せ応力が作用する。この組合せ応力に対して、高力ボルト接合部ですべりが生じない条件は次式で表される。

$$\frac{2g_l}{\sqrt{g_l^2 + 4h_l^2}} \mu N_0 \geq {}_l H_{\max} \quad (2.31)$$

記号 (図 2.13)参照

g_l : 横補剛アングルと柱梁接合部における 2 本の高力ボルトの間隔
 h_l : 横補剛アングルと柱梁接合部の高力ボルトと梁フランジ下面の距離

また、横補剛アングルと梁を接合する高力ボルトは、横補剛アングルと柱を接合する高力ボルトと同一種類とする。

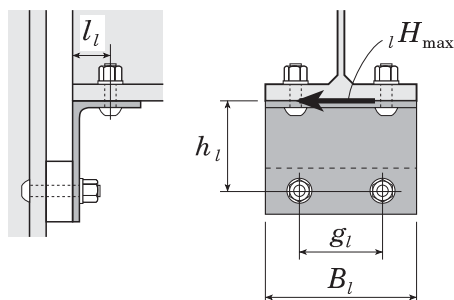


図 2.13 横補剛アングルの寸法

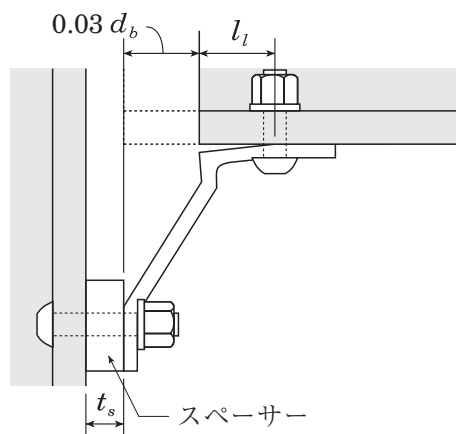


図 2.14 横補剛アングルの変形

表 2.2 横補剛アングルの寸法

| 梁せい d_b | h_l | l_l |
|-----------------------|-------|-------|
| $d_b \leq 600$ | 120 | 60 |
| $600 < d_b \leq 1000$ | 170 | 60 |

(単位: mm)

(3) 横補剛アングルの設計

横補剛アングルの形状は大地震時に想定される最大層間変位角に対して変形追従できるものとする。大地震時に本構造システムにおいて想定される層間変位角は 0.02rad であるが、多少の余裕をもたせることや施工精度を考慮して、 0.02rad の 2 倍の 0.04rad の変形角に対して変形追従できるように寸法を定める。最大層間変位角 0.04rad のうち、柱と梁の弾性変形による層間変位角が 0.01rad と考えると、最大層間変位角発生時に梁の下フランジは $0.03 d_b$ だけ水平方向に移動する。このとき図2.14に示すように横補剛アングルが伸びを生じることなく変形に追従する条件に多少の余裕を持たせて、横補剛アングルの寸法を表2.2に定める。

(2.30)式に示す接合部設計用応力に対して横補剛アングルが曲げ降伏およびせん断降伏しないための条件は次式で表される。

$$\frac{B_l^2 t_l F_l}{6 h_l} \geq H_{\max} \quad (2.32)$$

$$\frac{2 B_l t_l F_l}{3 \sqrt{3}} \geq H_{\max} \quad (2.33)$$

ここで、

B_l : 横補剛アングルの長さ (図 2.13 参照)

t_l : 横補剛アングルの板厚

F_l ; 横補剛アングルの基準強度

2.2.4 方杖ダンパーの座屈拘束条件

方杖ダンパーの構成を図2.15に再掲する．方杖ダンパーの座屈拘束材は，ダンパー芯材の最大圧縮軸力 ${}_dN_{\max}$ に対して弾性を維持し，全体座屈や局部崩壊が生じないように設計する．

(1) 方杖ダンパー座屈拘束材設計用応力

方杖ダンパー座屈拘束材設計に用いるダンパー芯材の最大圧縮軸力 ${}_dN_{\max}$ は次式による．

$${}_dN_{\max} = {}_d\alpha \cdot {}_dN_y \quad (2.34)$$

ここで， ${}_d\alpha$ はダンパー芯材に想定される最大軸力と公称降伏軸力 ${}_dN_y$ の比であり，芯材の鋼種に対応して表2.3に示す値を用いる． ${}_d\alpha$ の値は表2.1に定めた ${}_j\alpha$ に0.1を加えた値としている．これは，方杖ダンパー芯材が座屈拘束材内部で高次の座屈モードを呈して座屈拘束材の平板に付加応力が作用し，これによって座屈拘束材の平板の弾性限が若干低下することを考慮したものである．

(2) 全体座屈拘束条件

図2.15の方杖ダンパーの座屈拘束に関する力学モデルは図2.16のように表される． ${}_dN_{\max}$ は(2.34)式に定めるダンパー芯材の最大圧縮軸力である．端部の偏心 e は芯材とエンドプレートの接合誤差に対応し，隙間 s は側板の厚さと芯材の厚さの差に相当する．座屈拘束材の元たわみ u_0 を半波の \sin 波形と仮定し，中央の元たわみを a とする． ${}_dN_{\max}$ 作用下における座屈拘束材の横たわみを u とすると，その曲率は

表 2.3 ${}_d\alpha$ の値

| 芯材の鋼種 | ${}_d\alpha$ |
|--------|--------------|
| LY225 | 1.40 |
| SN400B | 1.50 |
| SN490B | 1.45 |

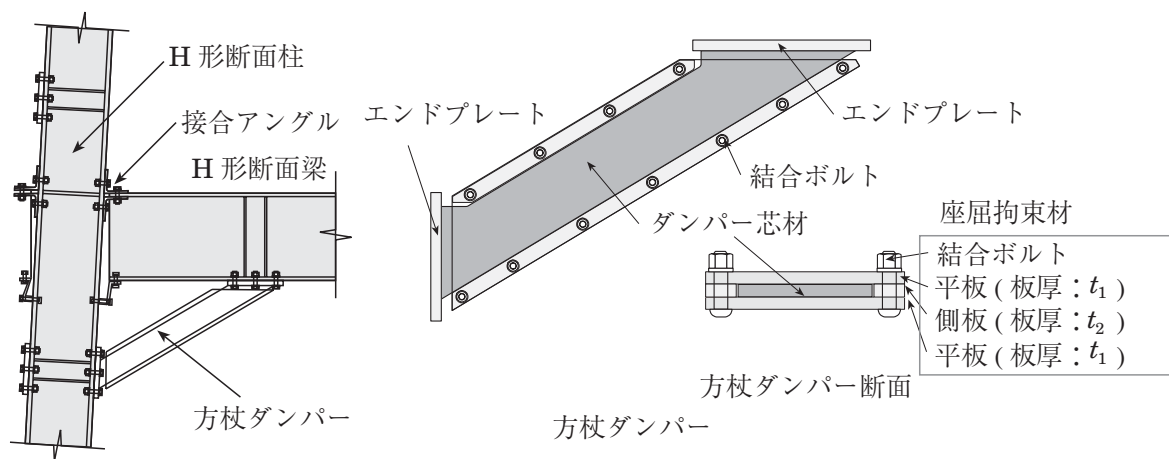


図 2.15 方杖ダンパーと柱梁接合部

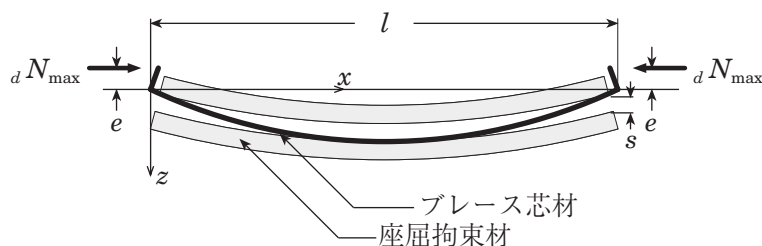


図 2.16 方杖ダンパーの力学モデル

$d^2(u-u_0)/dx^2$ であるから、図 2.16 の系の釣合条件が次式で表される。

$$E_B I_B \frac{d^2(u-u_0)}{dx^2} + {}_dN_{\max}(u+S+e) = 0 \quad (2.35)$$

ただし、

$$u_0 = a \sin \frac{\pi x}{l} \quad (2.36a)$$

$$S = s \sin \frac{\pi x}{l} \quad (2.36b)$$

図 2.20 に関して後述するように、圧縮力に対して芯材は座屈拘束材の内部で高次の座屈モードのように変形し、図 2.16 に示す変形とは異なる。上式の S の表現は、全体座屈拘束条件を解析的に誘導するための仮定である。

(2.35) 式の解として、座屈拘束材中央の最大曲げモーメント M_C^B が次式のように得られる^{2,3)}。

$$M_C^B = \left\{ \frac{a+s}{1-{}_dN_{\max}/N_E^B} + \frac{e}{\cos\left(\frac{\pi}{2}\sqrt{{}_dN_{\max}/N_E^B}\right)} \right\} {}_dN_{\max} \quad (2.37)$$

上式における \cos 関数を級数展開して第 2 項までを考慮し、さら $\pi^2/8 \sim 1$ にの近似を適用すると、

$$M_C^B = \frac{a+s+e}{1-{}_dN_{\max}/N_E^B} {}_dN_{\max} \quad (2.38)$$

が得られる。全体座屈を拘束するためには、座屈拘束材の降伏モーメント M_y^B が M_C^B より大きい必要がある。すなわち、

$$M_y^B > M_C^B \quad (2.39)$$

(2.38) 式と不等式 (2.39) から次の不等式が得られる。

$$\left(1 - \frac{1}{n_E^B}\right) m_y^B > \frac{a+s+e}{l} \quad (2.40)$$

ただし、上式において

$$n_E^B = \frac{N_E^B}{{}_dN_{\max}} = \frac{\pi^2 E_B I_B}{{}_dN_{\max} l^2} \quad (2.41a)$$

$$m_y^B = \frac{M_y^B}{{}_dN_{\max} l} \quad (2.41b)$$

ここで、

$$\begin{aligned} N_E^B &: \text{座屈拘束材のオイラー座屈荷重} \\ E_B I_B &: \text{座屈拘束材の曲げ剛性, : 座屈拘束材の降伏曲げ耐力} \\ l &: \text{方杖ダンパー部材長さ(図 2.19 参照)} \end{aligned}$$

不等式 (2.40) が成立すれば、芯材に設計用圧縮軸力 ${}_dN_{\max}$ が作用しても全体座屈は生じない。

(2.41) 式における座屈拘束材の断面 2 次モーメント I_B は、平板と側板の間にずれ (すべり) が生じなければ、座屈拘束材に平面保持の仮定が成立するものとして計算することができる。図 2.17 に示す座屈拘束材の断面に対して、側板を無視し、ボルト孔 (孔径: d) による断面欠損を考慮すると、 I_B は次式で表される。

$$I_B = \frac{(b-2d)}{12} \left\{ (2t_1+t_2)^3 - t_2^3 \right\} \quad (2.41)$$

記号 (図 2.17 参照)

t_1 : 平板の板厚
 t_2 : 側板の板厚
 b : 平板の幅

(2.41)式における M_y^B は、後述する(2)の結合条件を満たす場合、(2.42)式の I_B を用いて次式で算定する.

$$M_y^B = \frac{2I_B \sigma_{By}}{2t_1 + t_2} \quad (2.42)$$

ここで、 σ_{By} は座屈拘束材の降伏応力である.

(2) 座屈拘束材の結合条件

ここでは、方杖ダンパーの設計用圧縮軸力下で座屈拘束材の平板と側板の摩擦面に作用するせん断力を算定し、座屈拘束材の結合に必要なボルト本数を求める手続きを示す.

図 2.16 のようにダンパー芯材の軸力が設計用圧縮軸力 N_{\max} に達した状態を考える. 座屈拘束材の曲げモーメント分布は図 2.18 のように表され、中央の最大曲げモーメント M_C^B は(2.37)式で与えられる. 座屈拘束材の両端では、偏心による曲げモーメント M_0^B が生じ、これは次式で表される.

$$M_0^B = e_d N_{\max} \quad (2.43)$$

座屈拘束材の曲げモーメントは2枚の平板の偶力と釣り合うものとし、 M_C^B と M_0^B を図 2.18 に示すように偶力に置換すると、釣合条件より座屈拘束材半分の摩擦面に分布するせん断力の合力 Q_s が次式で得られる.

$$Q_s = \frac{M_C^B - M_0^B}{t_1 + t_2} \quad (2.44)$$

この Q_s に対して平板と側板の摩擦接合面ですべりが生じないための結合条件は、各結合ボルト位置に作用する摩擦力が同じであると仮定して次式で表される.

$$n \mu_f N_0 \geq Q_s \quad (2.45)$$

ただし、

n : 座屈拘束材の片側半分に用いる結合ボルト本数
 μ_f : 平板と側板間の摩擦係数
 N_0 : 結合ボルトの設計ボルト張力

図 2.15 の方杖ダンパーの場合、図 2.16 や図 2.18 における部材長は、図 2.19 に示す長さ l に相当するものとする.

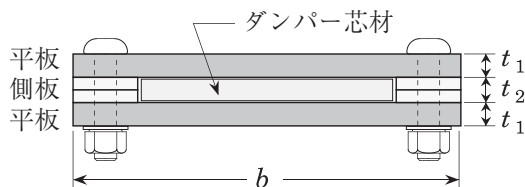


図 2.17 方杖ダンパー断面

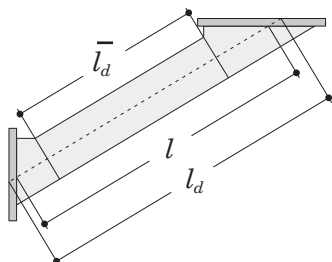


図 2.19 方杖ダンパーの長さ

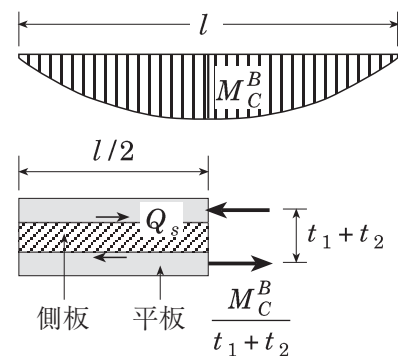


図 2.18 座屈拘束材の曲げモーメントとせん断力

(3) 座屈拘束材の局部崩壊防止条件

ダンパー芯材は塑性変形を繰返し、圧縮力に対しては座屈拘束材の中で図2.20に示すような高次の座屈モードを呈する。このとき芯材が平板を面外に押す力 B (以下、本論では補剛力と呼ぶ) が生じる。補剛力によって座屈拘束材の平板が曲げ降伏して局部的な面外変形を生じる破壊モードを局部崩壊と呼ぶ。参考までに、2.4 節に後述の No.5 試験体で発生した局部崩壊の例を写真 2.1 に示す。ここでは、この局部崩壊を防止するための設計手続きを記す。

圧縮力を受けて塑性化した芯材の曲げ剛性は十分小さく、芯材が軸力だけを負担すると仮定すると、補剛力 B は、図 2.20 に示す系の釣合条件より次式で表される²⁻⁴⁾。

$$B = \frac{4_d N_{\max} s}{l_n} \quad (2.46)$$

ここで、 l_n は高次の座屈モードの波長である(図 2.20 参照)。芯材の軸力が降伏軸力に達すると図 2.20 のような座屈モードが生じ、この形は歪硬化による耐力上昇や繰返しに対しても変わらないものと仮定する。このとき l_n は、対応する接線係数荷重を N_y に等置して次式から得られる²⁻⁵⁾。

$$l_n^2 = \frac{4\pi^2 E_t I_s}{N_y} \quad (2.47)$$

ここで、

E_t : ダンパー芯材の接線係数

I_s : ダンパー芯材の弱軸回りの断面 2 次モーメント

E_t は歪硬化係数 e_t を用いて $E_t = e_t E$ と表される。座屈拘束ブレースのように、任意の繰返し軸力を受ける場合の歪硬化係数 e_t を理論的に決定することはできない。本論では、文献 2-5) で実験結果から定められた値 0.05 を採用する。(2.47) 式から得られる l_n を(2.46) 式に代入して、平板に作用する補剛力 B が決まる。

平板は、図 2.21 に示すように面外曲げに対してボルト位置でピン支持されているものとする。補剛力 B による結合ボルトのピッチ間における平板の曲げモーメントが降伏モーメント M_y^f に達すると、平板のたわみが局部的に増加し、それに伴い補剛力も増大するため平板は補剛力を支持できなくなる。

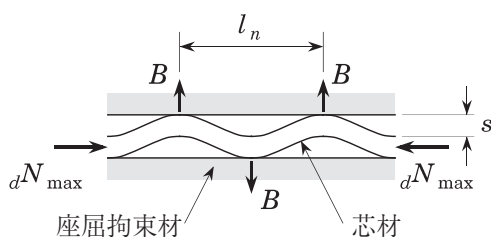


図 2.20 芯材の変形と補剛力

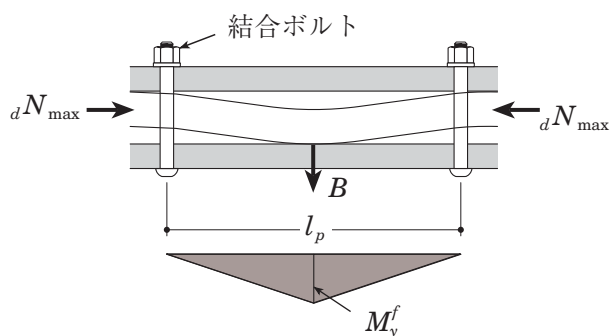


図 2.21 平板の降伏モーメント

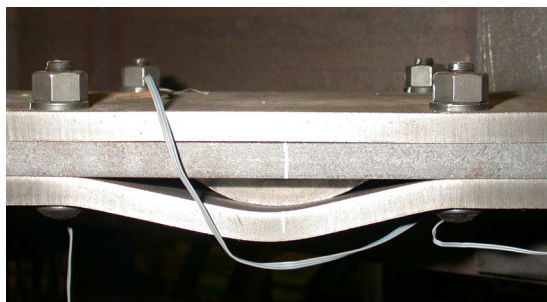


写真 2.1 座屈拘束材の局部崩壊

平板の曲げモーメントは、最も不利な B の作用条件を想定して算定する必要がある。通常はボルトのピッチ中央に B が作用すると仮定することで安全側の設計となる。この場合、局部崩壊防止条件は次式で表される。

$$M_y^f > \frac{Bl_p}{4} \quad (2.48)$$

ここで、

l_p : 結合ボルトのピッチ (図 2.21 参照)

M_y^f : 平板の降伏モーメント

$$M_y^f = \frac{bt_1^2\sigma_{By}}{6} \quad (2.49)$$

記号

b : 平板の幅 (図 2.17 参照)

t_1 : 平板の板厚 (図 2.17 参照)

σ_{By} : 平板の降伏応力

2.3 性能確認実験計画

本節では、2.2.4 項に示した理論にもとづく方杖ダンパーの座屈拘束設計手順について、その妥当性を検証する目的でおこなった性能確認実験について示す。また 2.2.1 項から 2.2.3 項で述べた各接合部の設計条件について、本実験で用いた試験体を対象として設計例を挙げる。

性能確認実験は、座屈拘束材を実験パラメータとした 5 体の方杖ダンパー試験体をト字形の柱梁架構に組み込み(図 2.22 参照)、正負繰返しの静的加力によりダンパーの挙動を確認するものである。

2.3.1 実験パラメータ

方杖ダンパー試験体は表 2.3 に示す 5 体であり、各試験体の詳細図は図 2.23 に示す。ダンパー芯材はすべての試験体で同じ断面であり、座屈拘束材を構成する平板、側板(隙間 s)、高力ボルト本数などをパラメータとしている。表 2.3 の側板板厚の欄で 9×2 と表示されているのは、板厚 9mm で幅 44mm の平鋼を 2 枚重ねて用いることを意味している(図 2.22 参照)。この場合、側板の厚さが 18mm になるので、板厚 16mm の芯材に対して隙間が 2mm となる。

2.2.4 項の手続きに従って 3 つの座屈拘束条件を判定した結果を表 2.3 の右側の 3 列にまとめている。表中の数値は、それぞれの破壊モードに対応して計算される限界荷重 N_{cr} をダンパー芯材の降伏軸力の公称値 N_{ny} で無次元化したものであり、 N_{cr} の算定方法については 2.3.3 項に記している。また、参考までに 2.2.4 項に従った No.1 試験体の設計例を 2.3.2 項に示している。計算において、鋼材の降伏応力には公称値を用

表 2.3 試験体パラメーター一覧

| 試験体 | 平板板厚 t_1 (mm) | 側板板厚 t_2 (mm) | 隙間 s (mm) | ブラスト処理 | 結合ボルト(本数) | 全体座屈 拘束条件 | 結合条件 | 局部崩壊 防止条件 |
|------|--------------------|--------------------|----------------|--------|-------------|--------------|--------|--------------|
| No.1 | 16 | 9×2 | 2 | S.B. | F10TM16(11) | ○ 3.47 | ○ 1.97 | ○ 1.82 |
| No.2 | 9 | 9×2 | 2 | S.B. | F10TM16(11) | × 1.35 | × 1.07 | × 0.58 |
| No.3 | 9 | 9×2 | 2 | S.B. | F10TM16(22) | × 1.35 | × 1.39 | × 1.35 |
| No.4 | 16 | 9×2 | 2 | 黒皮のまま | F10TM16(11) | ○ 3.47 | × 1.27 | ○ 1.82 |
| No.5 | 16 | 19 | 3 | S.B. | F10TM16(11) | ○ 3.28 | ○ 1.72 | × 1.21 |

S.B. : ショットブラスト

(数値は N_{cr}/N_{ny})

い, (2.40)式による全体座屈拘束条件の判定に必要な初期不整の値として $a = l / 1000$, $e = 1\text{mm}$ を用いている. 平板と側板の高力ボルト接合部については, すべり係数をショットブラスト面では 0.45, 黒皮面では 0.23 としている²⁻¹⁾.

本実験で用いるダンパー芯材の鋼種は SN400B であり, (2.34)式で算定する方杖ダンパー座屈拘束材設計用の芯材最大軸力は ${}_d N_{\max} = 1.50 N_{ny}$ となる(表 2.2 参照). したがって, 表 2.3 中の N_{cr} / N_{ny} の数値が 1.50 以上であれば対応する座屈拘束条件が満たされることになる. この場合, 数値に○印を付けていて, そうでない場合は×印で表している.

すべての座屈拘束条件を満足しているのは No.1 試験体だけである. No.2, No.3 試験体は, 全体座屈拘束条件((2.40)式)および局部崩壊防止条件((2.48)式)が満たされないように平板の板厚を 9mm と薄くしたものである. No.3 試験体はボルト本数を 2 倍に増やし, 結合条件および局部崩壊防止条件を改善したものであるが, どちらも N_{cr} / N_{ny} の値が 1.50 にわずかに満たない. No.4 試験体の座屈拘束材は No.1 と同じであるが, 平板と側板の間の摩擦面処理を黒皮のままとしているので, 結合条件((2.45)式)が満たされていない. No.5 試験体は, No.1 試験体に比べて隙間が 3mm と大きく, これが原因で局部崩壊防止条件 ((2.48)式) が満たされない試験体である.

2.3.2 試験体の設計

図 2.22 に試験体のセットアップ図および構成部材詳細図を示す. H 形断面の柱と梁に方杖ダンパーを高力ボルト(F14TM22)で接合したト字形架構を用い, 梁端に繰返しせん断力を作用させて方杖ダンパーに繰返し軸方向変形を与える. 梁端上フランジは接合アングルによる高力ボルト(F14TM22)接合とし, 梁端下フランジには横補剛アングルを配している. 各実験ごとに方杖ダンパーのみを取り替え, 他は同じものを用いることとする. 以下に方杖ダンパーと接合部の設計例を示す.

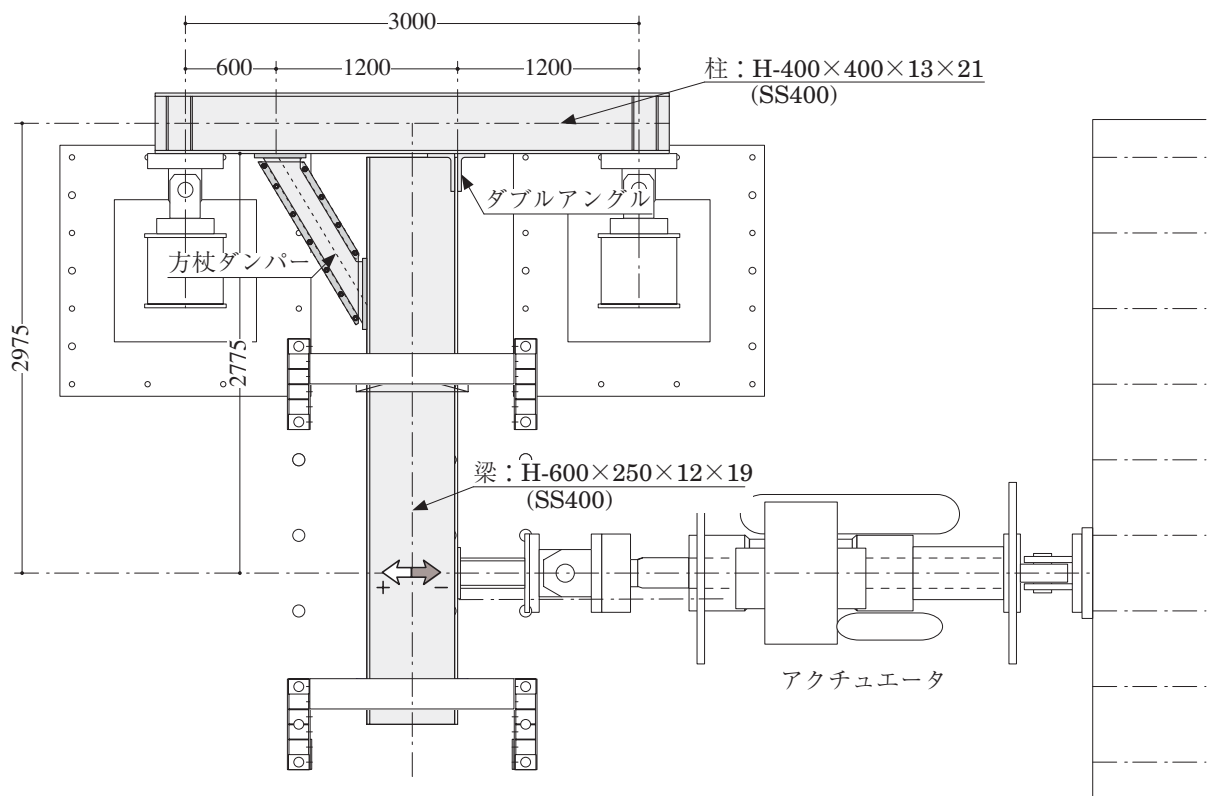
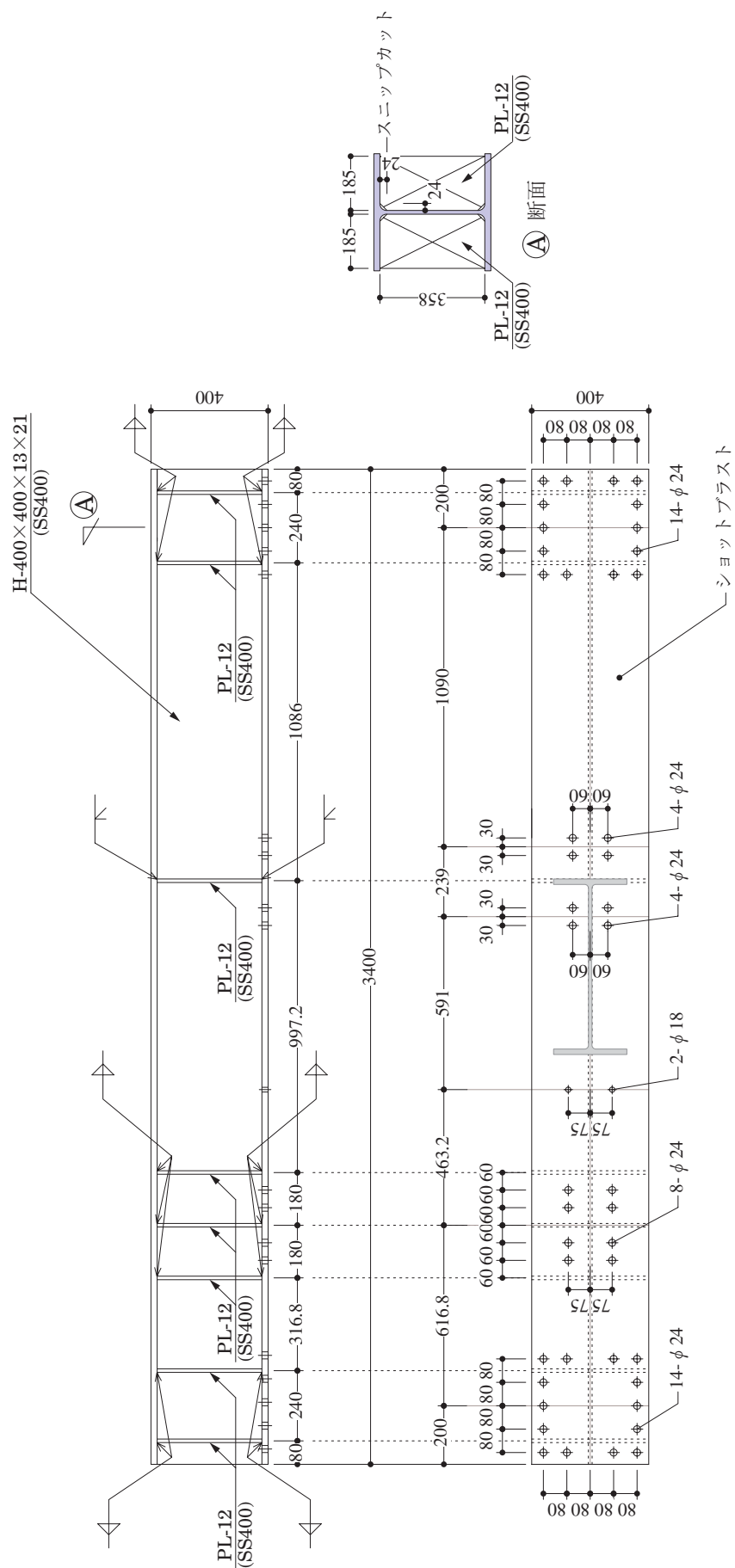


図 2.22 (a) 試験体 / セットアップ図

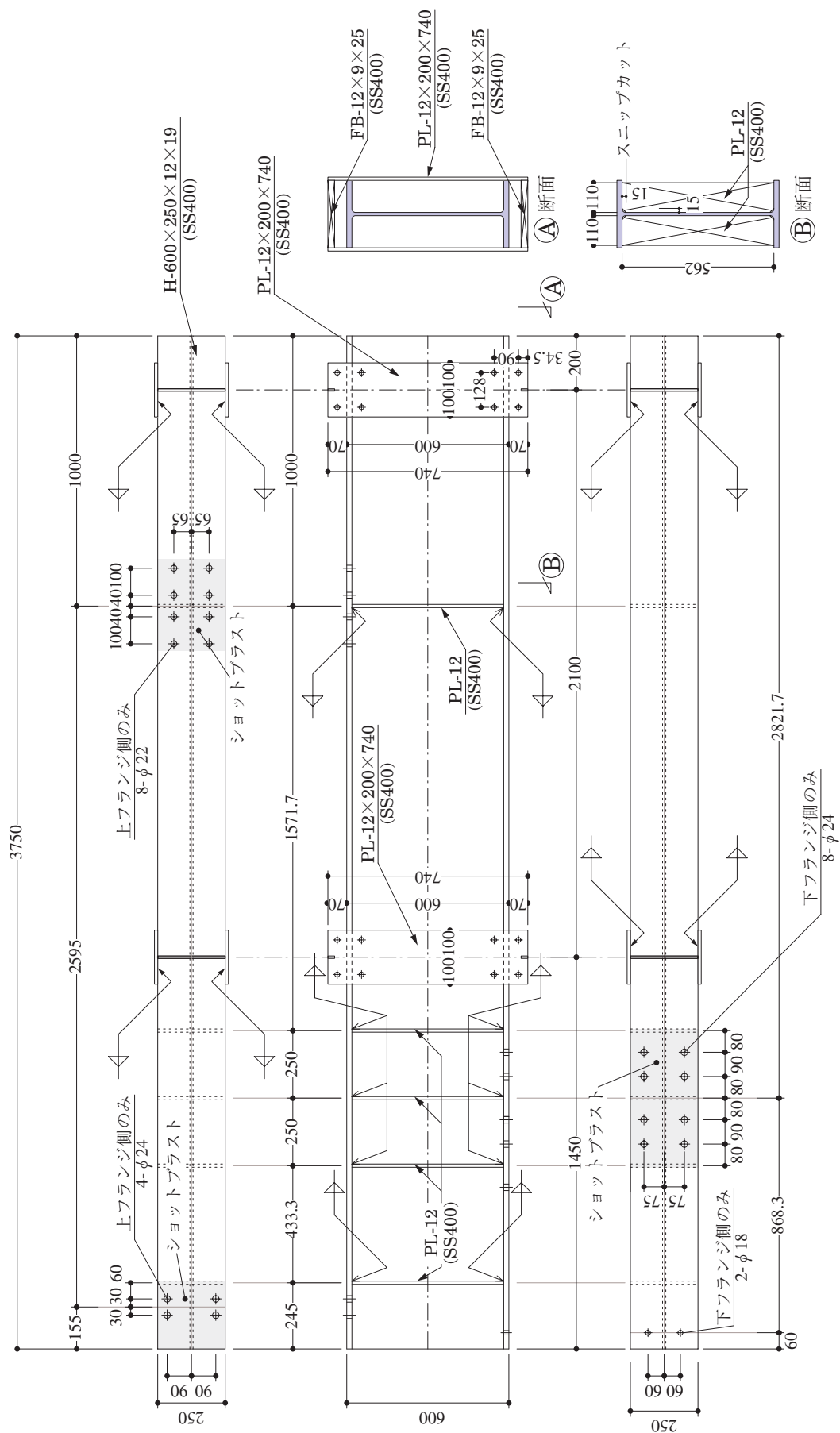


柱部材 (数量 : 1)

- ・ H-400×400×13×21 (SS400)
- ・ 片側フランジ(梁が接合する側)表面にショットブラスト

Scale 1/20

図 2.22 (b) 試験体 / 柱部材
24

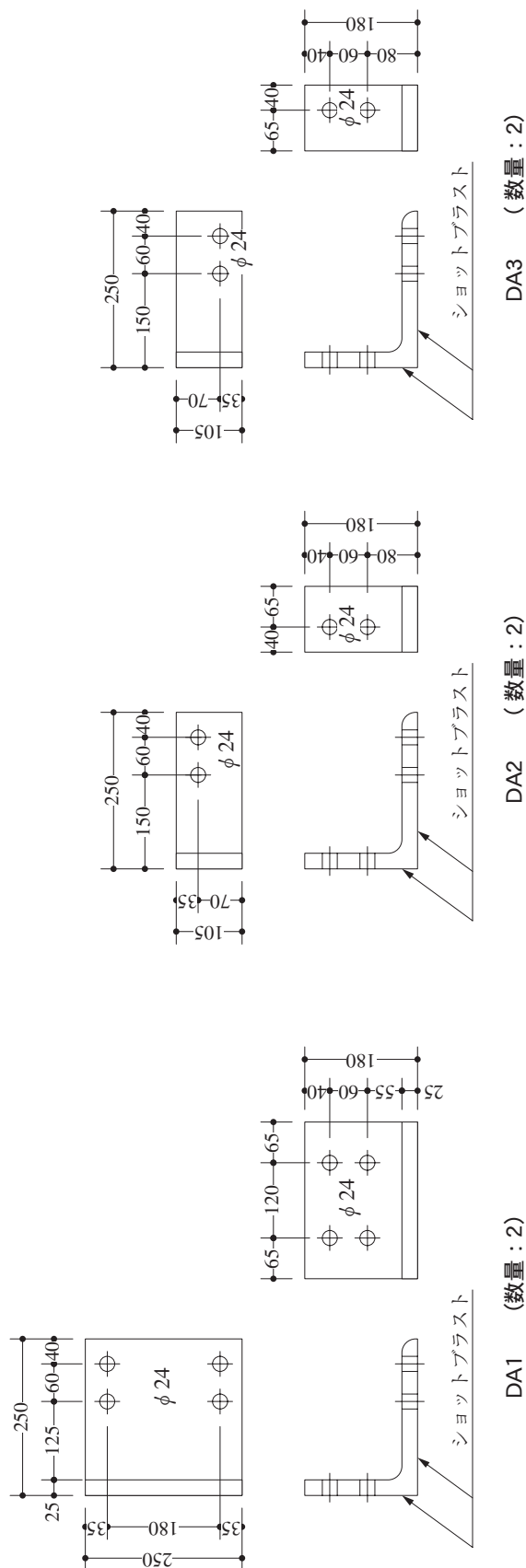


梁部材 (数量: 1)

- ・ H-600×250×12×19 (SS400)
- ・ 両側フランジ表面にショットブラスト

Scale 1/20

図 2.22 (c) 試験体 / 梁部材
25

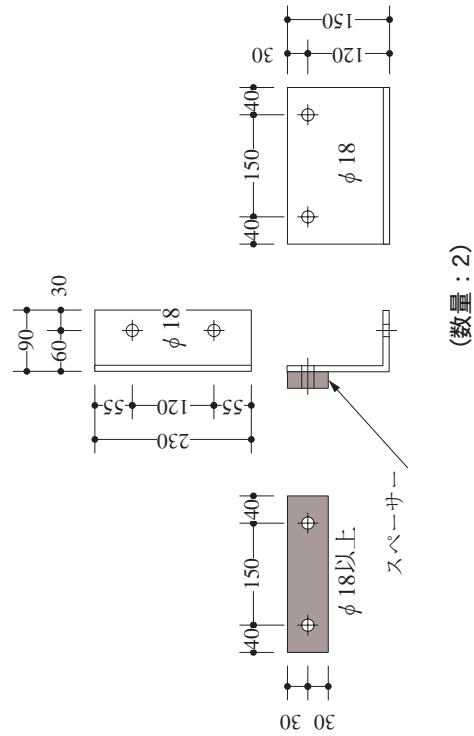


ダブルアングル

- ・等辺山形鋼250×250×25(SS400)より切断

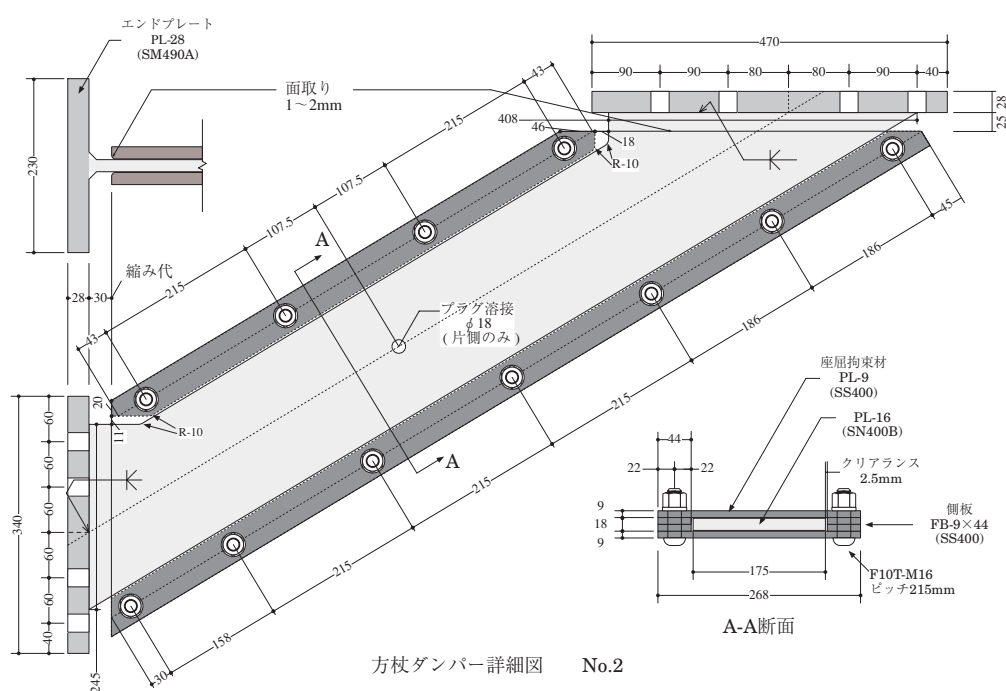
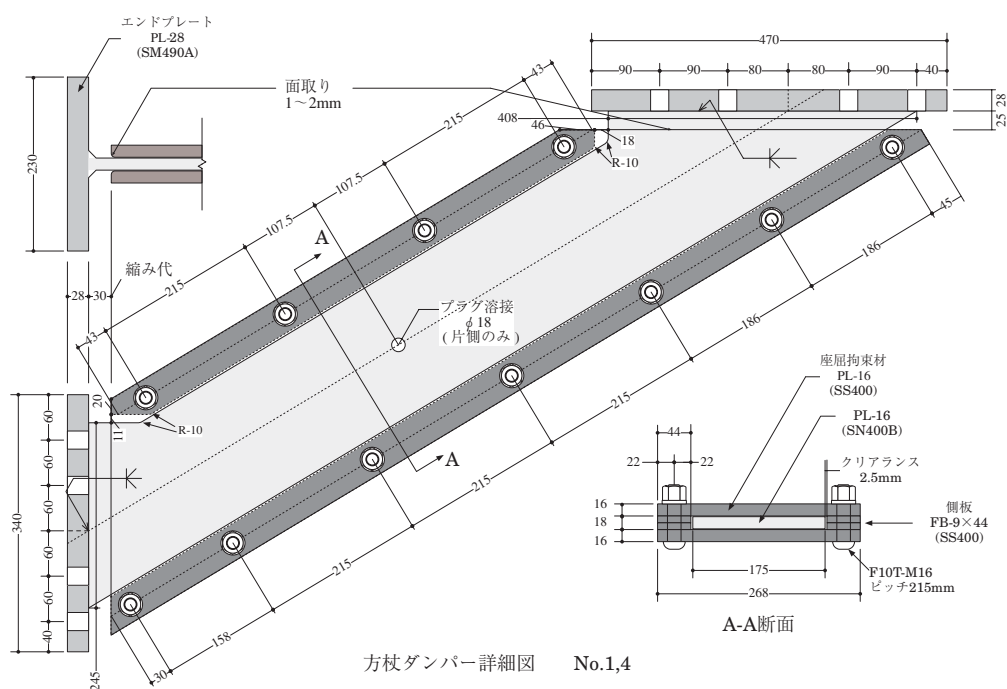
横ねじれ拘束アングル

- ・不等辺山形鋼150×90×9(SS400), またはPL-9を板曲げにより作成
- ・トルシヤ型ボルトF10T M16(首下長さ 55mm×8本, 80mm×8本)
- ・スペーサーPL-25(SS400)



Scale 1:10

図 2.22 (d) 試験体 / アングル部材



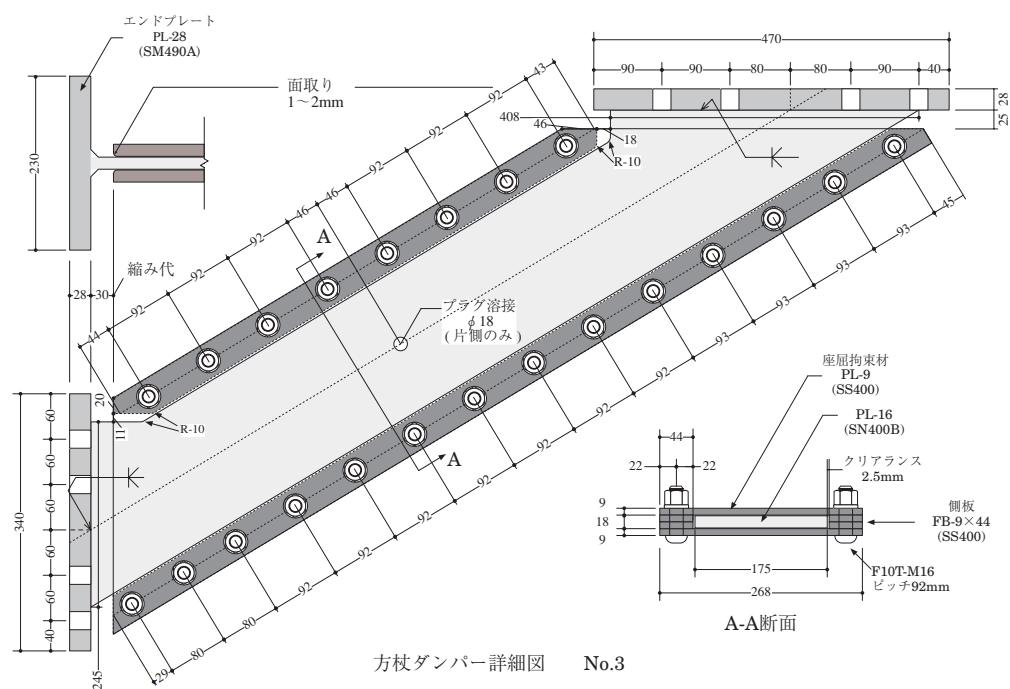


図 2.23 (c) 方杖ダンパー試験体 No.3

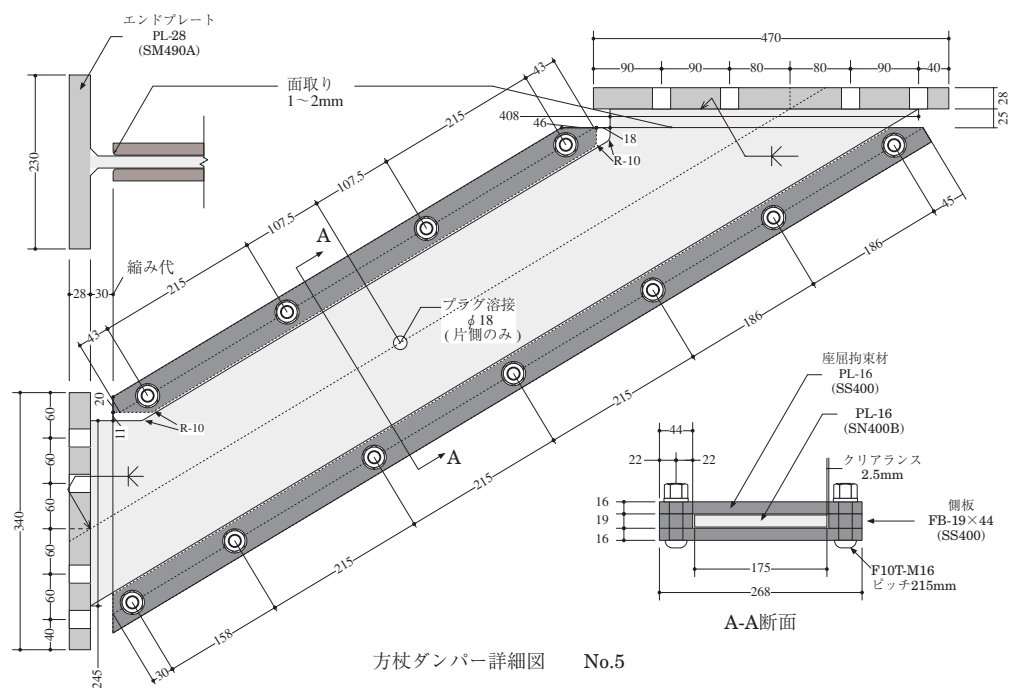


図 2.23 (d) 方杖ダンパー試験体 No.5

(a) 方杖ダンパーの設計

図 2.23(a)～(d)に方杖ダンパー試験体の詳細図を示す。方杖ダンパーに縮み代としては、ダンパー芯材だけに変形が生じると考えた場合に 0.04rad の骨組の層間変形角を吸収できる量を設定している。方杖ダンパーの組立時には、芯材表面に拘束材との摩擦力低減を目的としてグリスを塗布した。また、中央のプラグ溶接は、座屈拘束材の位置決めのためであり、片側の平板だけをダンパー芯材と溶接接合している。

以下に、2.2.4 項に示す条件をすべて満足するよう設計した No.1 試験体(図 2.23(a))について設計例を示す。

・方杖ダンパー座屈拘束材設計用応力

$${}_dN_y = 175 \times 16 \times 235 \times 10^{-3} = 658 \text{ kN}$$

$${}_d\alpha = 1.5 \quad (\text{表 2.3 参照})$$

$$(2.34)\text{式} \rightarrow {}_dN_{\max} = 1.5 \times 658 = 987 \text{ kN}$$

・全体座屈拘束条件

$$l = 1079 \text{ mm}, \alpha = l / 1000, e = 2 \text{ mm}, s = 2 \text{ mm}$$

$$b = 268 \text{ mm}, t_1 = 16 \text{ mm}, t_2 = 18 \text{ mm}, d = 18 \text{ mm} \quad (\text{図 2.23(a)参照})$$

$$\sigma_{By} = 235 \text{ N/mm}^2 (\text{SS400})$$

$$(2.41)\text{式} \rightarrow I_B = \frac{(268 - 2 \times 18)}{12} \left\{ (2 \times 16 + 18)^3 - 18^3 \right\} = 230 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$(2.42)\text{式} \rightarrow M_y^B = \frac{2 \times 230 \times 10^4 \times 235}{2 \times 16 + 18} \times 10^{-6} = 21.7 \text{ kNm}$$

$$(2.41a)\text{式} \rightarrow n_E^B = \frac{\pi^2 \times 205 \times 230 \times 10^4}{987 \times 1079^2} = 4.06$$

$$(2.41b)\text{式} \rightarrow m_y^B = \frac{21.7 \times 10^3}{987 \times 1079} = 0.0203$$

$$(2.40)\text{式} \rightarrow \text{左辺} = \left(1 - \frac{1}{4.06} \right) 0.0203 = 0.0153 > \text{右辺} = \frac{1.079 + 2 + 1}{1079} = 0.00378 \quad \cdots \text{OK}$$

・結合条件

$$n = 4$$

(図 2.23(a)に示す結合ボルトのうちプラグ溶接位置から両材端側の各 4 本を有効とする。)

$$N_0 = 106 \text{ kN} \quad (\text{F10TM16}), \mu = 0.45 \quad (\text{ショットブラスト})$$

$$(2.43)\text{式} \rightarrow M_0^B = 1 \times 987 = 987 \text{ kNmm}$$

$$(2.38)\text{式} \rightarrow M_C^B = \frac{1.079 + 2 + 1}{1079} \times 987 = 5340 \text{ kNmm}$$

$$(2.44)\text{式} \rightarrow Q_s = \frac{5340 - 987}{16 + 18} = 128 \text{ kN}$$

$$(2.45)\text{式} \rightarrow \text{左辺} = 4 \times 0.45 \times 106 = 191 \text{ kN} > \text{右辺} = 128 \text{ kN} \quad \cdots \text{OK}$$

・局部崩壊防止条件

$$I_s = 5.97 \times 10^4 \text{ mm}^4, E_t = 0.05 \times 205000 = 10250 \text{ N/mm}^2, l_p = 215 \text{ mm}$$

$$(2.47)\text{式} \rightarrow l_n = \sqrt{\frac{4\pi^2 \times 10250 \times 5.97 \times 10^4}{658 \times 10^3}} = 192 \text{ mm}$$

$$(2.46)\text{式} \rightarrow B = \frac{4 \times 987 \times 2}{192} = 41.2 \text{ kN}$$

$$(2.49)式 \rightarrow M_y^f = \frac{268 \times 16^2 \times 235}{6} \times 10^{-3} = 2690 \text{ kNmm}$$

$$(2.48)式 \rightarrow \text{左辺} = 2690 \text{ kNmm} > \frac{41.2 \times 215}{4} = 2210 \text{ kNmm} \quad \cdots \text{OK}$$

(b) 方杖ダンパー接合部の設計

方杖ダンパー両端のエンドプレートと柱梁の接合部はF14TM22による高力ボルト接合とする(図2.22(a)参照)。以下に,2.2.1項に従った本試験体の設計例を示す。

・最大軸力到達時の接合部設計用応力

$$_j\alpha = 1.4 \quad (\text{表 2.1 参照})$$

$$(2.1)式 \rightarrow _dN_{\max} = 1.4 \times 658 = 921 \text{ kN}$$

$$\cos\varphi^l = 0.857, \sin\varphi^l = 0.514$$

$$(2.2a)式 \rightarrow _AH_{\max} = _dH_{\max} = 921 \times 0.857 = 790 \text{ kN}$$

$$(2.2b)式 \rightarrow _AV_{\max} = _dV_{\max} = 921 \times 0.514 = 474 \text{ kN}$$

・高力ボルト接合部の設計

$$_dn_b = 8, _dn_c = 8, N_0 = 299 \text{ kN (F14TM22)}, \mu = 0.45 (\text{ショットブラスト})$$

$$e_1 = 40 \text{ mm}, e_2 = 67 \text{ mm}$$

$$(2.4a)式 \rightarrow \text{左辺} = 0.45(8 \times 299 - 474) = 863 \text{ kN} > \text{右辺} = _dH_{\max} = 790 \text{ kN} \quad \cdots \text{OK}$$

$$(2.4b)式 \rightarrow \text{左辺} = 0.45(8 \times 299 - 790) = 721 \text{ kN} > \text{右辺} = _dV_{\max} = 474 \text{ kN} \quad \cdots \text{OK}$$

$$(2.5a)式 \rightarrow \text{左辺} = 0.9 \times 299 = 269 \text{ kN} > \text{右辺} = \frac{474}{8} \left(1 + \frac{67}{2 \times 40} \right) = 109 \text{ kN} \quad \cdots \text{OK}$$

$$(2.5b)式 \rightarrow \text{左辺} = 0.9 \times 299 = 269 \text{ kN} > \text{右辺} = \frac{790}{8} \left(1 + \frac{67}{2 \times 40} \right) = 181 \text{ kN} \quad \cdots \text{OK}$$

・エンドプレートの設計

$$b_0 = 175 \text{ mm}, t_e = 28 \text{ mm} (\text{図 2.23(a)参照})$$

$$F_e = 315 \text{ N/mm}^2 (\text{SM490A})$$

$$(2.6a)式 \rightarrow \text{左辺} = \frac{(175 / 0.514) \times 28^2 \times 315}{67} \times 10^{-3} = 1250 \text{ kN} > \text{右辺} = _dV_{\max} = 474 \text{ kN} \quad \cdots \text{OK}$$

$$(2.6b)式 \rightarrow \text{左辺} = \frac{(175 / 0.857) \times 28^2 \times 315}{67} \times 10^{-3} = 752 \text{ kN} > \text{右辺} = _dH_{\max} = 790 \text{ kN} \quad \cdots \text{OK}$$

・梁フランジの面外降伏に対する設計

$$l_1 = 75.5 \text{ mm}, kl_1 = 75 \text{ mm}, l_2 = 50 \text{ mm}, p = 90 \text{ mm}, t_f = 19 \text{ mm} \quad (\text{図 2.22(c)参照})$$

$$F_f = 235 \text{ N/mm}^2 (\text{SS400})$$

$$(2.10)式 \rightarrow M_{f0} = \frac{19^2 \times 235}{4} \times 10^{-3} = 21.2 \text{ kN}$$

$$(2.9c)式 \rightarrow T = T_3 = 21.2 \left[\pi + \frac{4}{\pi} \left(\log_e \frac{75}{75.5} \right)^2 + \frac{2 \times 50}{75.5} + \frac{90}{75} \right] = 120 \text{ kN}$$

$$(2.7a)式 \rightarrow \text{左辺} = 8 \times 120 = 960 \text{ kN} > \text{右辺} = 474 \text{ kN} \quad \cdots \text{OK}$$

・柱フランジの面外降伏に対する設計

$$l_1 = 75.5 \text{ mm}, kl_1 = 75 \text{ mm}, l_2 = 50 \text{ mm}, p = 90 \text{ mm}, t_f = 19 \text{ mm} \quad (\text{図 2.22(b)参照})$$

$$F_f = 235 \text{ N/mm}^2 (\text{SS400})$$

$$(2.10)式 \rightarrow M_{f0} = \frac{19^2 \times 235}{4} \times 10^{-3} = 21.2 \text{ kN}$$

$$(2.9c) \text{式} \rightarrow T = T_3 = 21.2 \left[\pi + \frac{4}{\pi} \left(\log_e \frac{68.5}{54} \right)^2 + \frac{2 \times 50}{54} + \frac{60}{68.5} \right] = 154 \text{kN}$$

$$(2.7b) \text{式} \rightarrow \text{左辺} = 8 \times 154 = 1230 \text{kN} > \text{右辺} = 790 \text{kN} \quad \cdots \text{OK}$$

(c) 接合アングル接合部の設計

ダンパー芯材が最大軸力 ${}_d N_{\max}$ に達したときの梁のせん断力 ${}_b Q_{\max}$ は，梁の回転中心(図 2.24 o 点)まわりのモーメントのつり合いより次式で得られる．

$${}_b Q_{\max} = {}_d N_{\max} (d_b + l_d \sin \varphi^l) \cos \varphi^l / l_b \quad (2.50)$$

d_b : 梁せい

l_b : 柱フェイスー載荷点距離 (図 2.24 参照)

$$d_b = 600 \text{mm}, l_b = 2775 \text{mm}$$

$$(2.50) \text{式} \rightarrow {}_b Q_{\max} = 921 \times (600 + 600) \times 0.857 / 2775 = 342 \text{kN}$$

・最大軸力到達時の接合部設計用応力

$$(2.12a) \text{式} \rightarrow {}_B H_{\max} = 921 \times 0.514 = 790 \text{kN}$$

$$(2.12b) \text{式} \rightarrow {}_B V_{\max} = 921 \times 0.514 - 342 = 132 \text{kN}$$

・接合アングルと柱フランジの接合部の設計

接合部アングルとフランジの高力ボルト接合部にすべりが生じないための条件について

$$N_0 = 299 \text{kN (F14TM22)}, {}_a n_c = 8$$

$$(2.12) \text{式} \rightarrow \text{左辺} = 0.45 (8 \times 299 - 790) = 721 \text{kN} > \text{右辺} = 132 \text{kN} \quad \cdots \text{OK}$$

接合部アングルが引張崩壊機構を形成しないための条件について

$$a_{f1} = 40 \text{mm}, a_{f2} = 60 \text{mm}, a_{f3} = 67.5 \text{mm}$$

$$a_{w1} = 24.5 \text{mm}, a_{w2} = 113 \text{mm}, t_a = 25 \text{mm} \quad (\text{図 2.22(d) 参照})$$

$$F_a = 235 \text{N/mm}^2 \text{ (SS400)}$$

$$(2.21) \text{式} \rightarrow M_{a0} = \frac{25^2 \times 235}{4} \times 10^{-3} = 36.7 \text{kN}$$

$$(2.18a) \text{式} \rightarrow {}_a T_{y1} = 8 \times 0.9 \times 299 = 2150 \text{kN}$$

$$(2.18b) \text{式} \rightarrow {}_a T_{y2-1} = \frac{\left(1 + 2 \times \frac{24.5}{113} \right) (210 + 250) \times 36.7 + (2 \times 40 + 60) \times \frac{8}{2} \times 0.9 \times 299}{40 + 60 + 67.5} = 1040 \text{kN}$$

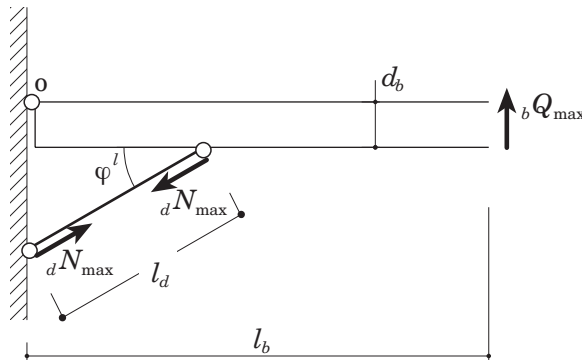


図 2.24 梁応力の釣合

$$(2.18c)式 \rightarrow {}_aT_{y2-2} = \frac{2\left(1 + \frac{24.5}{113}\right)(210 + 250) \times 36.7 + 60 \times \frac{8}{2} \times 0.9 \times 299}{60 + 67.5} = 829\text{kN}$$

$$(2.18d)式 \rightarrow {}_aT_{y3} = \frac{2\left(1 + \frac{24.5}{113}\right)(210 + 250) \times 36.7}{67.5} = 609\text{kN}$$

$$(2.17)式 \rightarrow {}_aT_y = \min\{2150, 1040, 829, 609\} = 609\text{kN}$$

$$(2.14)式 \rightarrow \text{左辺} = 690\text{kN} < \text{右辺} = 790\text{kN} \quad \cdots \text{NG}$$

よって、本試験体は(2.1)式による方杖ダンパー芯材の最大軸力に対して、接合アングルが引張崩壊機構を形成しないための条件を満足していない。接合アングルの挙動について実験結果に関する考察を2.4.2項に記す。

・接合アングルと梁フランジの接合部の設計

接合部アングルとフランジの高力ボルト接合部にすべりが生じないための条件について

$$N_0 = 299\text{kN}, {}_a n_b = 4$$

$$(2.22)式 \rightarrow \text{左辺} = 2 \times 0.45 \times 4 \times 299 = 1080\text{kN} > \text{右辺} = 790\text{kN} \quad \cdots \text{OK}$$

・梁フランジの設計

$$l_1 = 7.5\text{mm}, l_3 = 245\text{mm}, t_f = 19\text{mm} (\text{図 2.22 参照})$$

$$F_f = 235\text{N/mm}^2 (\text{SS400})$$

$$(2.25)式 \rightarrow M_{f0} = \frac{25^2 \times 235}{4} \times 10^{-3} = 21.2\text{kN}$$

$$(2.24)式 \rightarrow \text{左辺} = \frac{4 \times 21.2 \times 245}{7.5} = 2770\text{kN} > \text{右辺} = 132\text{kN} \quad \cdots \text{OK}$$

・柱フランジの設計

$${}_a n_c = 8, l_1 = 83.5\text{mm}, kl_1 = 53.5\text{mm}, l_2 = 140\text{mm}, p = 60\text{mm}, t_f = 21\text{mm} (\text{図 2.22 参照})$$

$$F_f = 235\text{N/mm}^2 (\text{SS400})$$

$$(2.10)式 \rightarrow M_{f0} = \frac{21^2 \times 235}{4} \times 10^{-3} = 25.9\text{kN}$$

$$(2.11)式 \rightarrow l_m = \frac{53.5}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \pi \frac{140}{53.5}} \right) = 108\text{mm}$$

$$(2.29b)式 \rightarrow T = 25.9 \left[\pi + \frac{2}{\pi} \left(\frac{83.5}{53.5} - 1 \right)^2 + \frac{2}{\pi} \left(\frac{108}{53.5} - 1 \right)^2 + \frac{140}{83.5} + \frac{140}{108} + \frac{60}{53.5} \right] = 210\text{kN}$$

$$(2.28)式 \rightarrow \text{左辺} = 8 \times 210 = 1680\text{kN} > \text{右辺} = 790\text{kN} \quad \cdots \text{OK}$$

2.3.3 破壊モードと限界荷重の予測

座屈拘束条件に関する表 2.3 の判定結果は、ダンパー芯材の降伏応力の公称値（235N/mm²）に対するものである。ここでは表 2.4 と表 2.5 の実測値に基づいて、2.2.4 項で述べた各破壊モードに対応する限界荷重を算定する。

限界荷重としては、全体座屈に対応する荷重(軸力)と写真 2.1 の局部崩壊に対応する荷重の 2 種類に大別される。以下、全体座屈に関しては、不等式 (2.40) に対応する荷重を ${}_1N_{cr}$ 、結合条件が満たされずに平板と側板の間にすべりが生じるときの荷重を ${}_2N_{cr}$ 、写真 2.1 の局部崩壊発生時の荷重を ${}_3N_{cr}$ とする。

まず ${}_1N_{cr}$ は、(2.41) 式の ${}_dN_{max}$ を ${}_1N_{cr}$ に置き換え、不等式 (2.40) を等式にして次式から得られる。

$${}_1N_{cr} = \frac{M_y^B}{a + s + e + M_y^B / N_E^B} \quad (2.51)$$

(2.51) 式における M_y^B / N_E^B やの算出に用いる座屈拘束材の断面 2 次モーメント I_B は (2.41) 式によるが、平板と側板の間にすべりが生じると I_B が減少し、その結果 (2.40) 式の全体座屈拘束条件が満たされなくなり、全体座屈が発生する。このときの荷重 ${}_2N_{cr}$ は (2.38) 式および (2.44), (2.45) 式から、座屈拘束材中央の最大モーメント M_C^B を用いて次式のように表される。

$$M_C^B = \frac{a + s + e}{1 - {}_2N_{cr} / N_E^B} {}_2N_{cr} \quad (2.52a)$$

$$n\mu_f(t_1 + t_2)N_o = M_C^B - M_0^B \quad (2.52b)$$

上式から M_C^B を消去して ${}_2N_{cr}$ が算定される。

写真 2.1 の局部崩壊発生時の荷重 ${}_3N_{cr}$ は、(2.46) 式の ${}_dN_{max}$ を ${}_3N_{cr}$ に置き換え、(2.48) 式を等式として次式より得られる。

$${}_3N_{cr} = \frac{M_y^f l_n}{s l_p} \quad (2.53)$$

上式の l_n は (2.47) 式で算定され、表 2.4 の σ_y に対して全試験体で次の値となる。

$$l_n = 173\text{mm} \quad (2.54)$$

表 2.4 材料実験結果(JIS 1A 号試験片)

| 鋼種 | 種類 | 上降伏点 (N/mm ²) | 下降伏点 (N/mm ²) | 引張強さ (N/mm ²) | 破断伸び (%) | 降伏比 (%) |
|--------|-------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------|------------|
| SN400B | PL-16 | 293 | 289 | 428 | 32.5 | 67.5 |
| SS400 | PL-16 | 266 | 262 | 428 | 32.4 | 61.2 |
| | PL-9 | 308 | 298 | 451 | 29.7 | 66.1 |

表 2.5 座屈拘束材結合面のすべり試験結果

| 表面処理 | 摩擦係数 μ_f | すべり係数 μ_s |
|----------|--------------|---------------|
| ショットブラスト | 0.42 | 0.37 |
| 黒皮 | 0.30 | 0.27 |

各破壊モードに対応して (2.51), (2.52), (3.53) 式から得られる限界荷重の計算結果をまとめて表 2.6 に示す。表 2.6 の各限界荷重の算定においては、以下に示す事項に従っている。まず(2.51)式, (2.52)式による a と e には、試験体設計のときに使用した $a = l / 1000$, $e = 1\text{mm}$ を用いている。(2.52)式による ${}_2N_{cr}$ の算定では、通常の摩擦接合部と違って平板と側板に大きな軸力は作用しないので、表 2.5 の摩擦係数 μ_f を用いている。また、No.2 試験体の ${}_3N_{cr}$ の計算では、塑性座屈を想定した(2.47)式の l_n を用いると ${}_3N_{cr} = 434\text{kN}$ となり、これは降伏軸力 N_{ay} ($= 809\text{kN}$: 実測値)より小さい。したがって、(2.47)式で接線係数 E_t のかわりにヤング係数 E を用いると結果的に N_{ay} より大きい ${}_3N_{cr}$ が得られる。この場合に ${}_3N_{cr} = N_{ay}$ はとみなすことになる。このことは No.5 試験体の場合も同様である。

表 2.6 の各欄において、網掛けの数値は最小値を表す。表 2.6 によれば、局部崩壊によって限界荷重が決まるのは No.1 試験体と No.5 試験体であり、他はすべて全体座屈が生じるものと予測される。

2.3.4 実験方法

図 2.25 に変位と歪の測定位置を示す。梁ダンパー系の回転角 θ_b と方杖ダンパーの軸方向変形 δ_d はそれぞれ次式で算定する。

$$\theta_b = \frac{v1 - v2}{l_b} - \frac{u1 - u2}{d_b + l_d \sin \varphi^l} \quad (2.55)$$

$$\delta_d = \frac{u_3 - u_4}{2} \quad (2.56)$$

方杖ダンパーの軸力 N の実験値は、ロードセルにより計測される梁端載荷荷重 Q_b を(2.50)式と同様の釣合条件から次式で換算して得る。

$$N = \frac{Q_b l_b}{(d_b + l_d \sin \varphi^l) \cos \varphi^l} \quad (2.57)$$

なお、平板と側板の間におけるすべり現象を確認するために、長さ 60mm の歪ゲージ(図 2.25sc1, sc2)を座屈拘束材の側面に貼付している。

繰返し加力振幅とサイクル数は次のとおりである。まず弾性域で加力した後、ト字形架構の層間変形角に換算して $\pm 1/50\text{rad}$ で 2 サイクル加力し、さらに $\pm 1/25\text{rad}$ の振幅で破壊するまで繰返し加力した。方杖ダンパー芯材の歪振幅に換算すると、それぞれ $\pm 2\%$ および $\pm 4\%$ 程度に相当する。

表 2.6 限界荷重の予測値

| 試験体 | パラメータ | | | | | 全体座屈 | 結合条件 | 局部崩壊 | |
|------|--------------------|--------------------|----------------|--------|-------------|----------------------|----------------------|----------------------|------|
| | 平板板厚 t_1 (mm) | 側板板厚 t_2 (mm) | 隙間 s (mm) | ブラスト処理 | 結合ボルト 本数 | ${}_1N_{cr}$ [kN] | ${}_2N_{cr}$ [kN] | ${}_3N_{cr}$ [kN] | |
| No.1 | 16 | 9×2 | 2 | S.B. | 11 | 2388 | 1219 | 1203 | 1.49 |
| No.2 | 9 | 9×2 | 2 | S.B. | 11 | 960 | 668 | 809 | 0.83 |
| No.3 | 9 | 9×2 | 2 | S.B. | 22 | 960 | 971 | 1013 | 1.19 |
| No.4 | 16 | 9×2 | 2 | 黒皮のまま | 11 | 2388 | 969 | 1203 | 1.20 |
| No.5 | 16 | 19 | 3 | S.B. | 11 | 2273 | 1062 | 809 | 1.00 |

S.B. : ショットブラスト

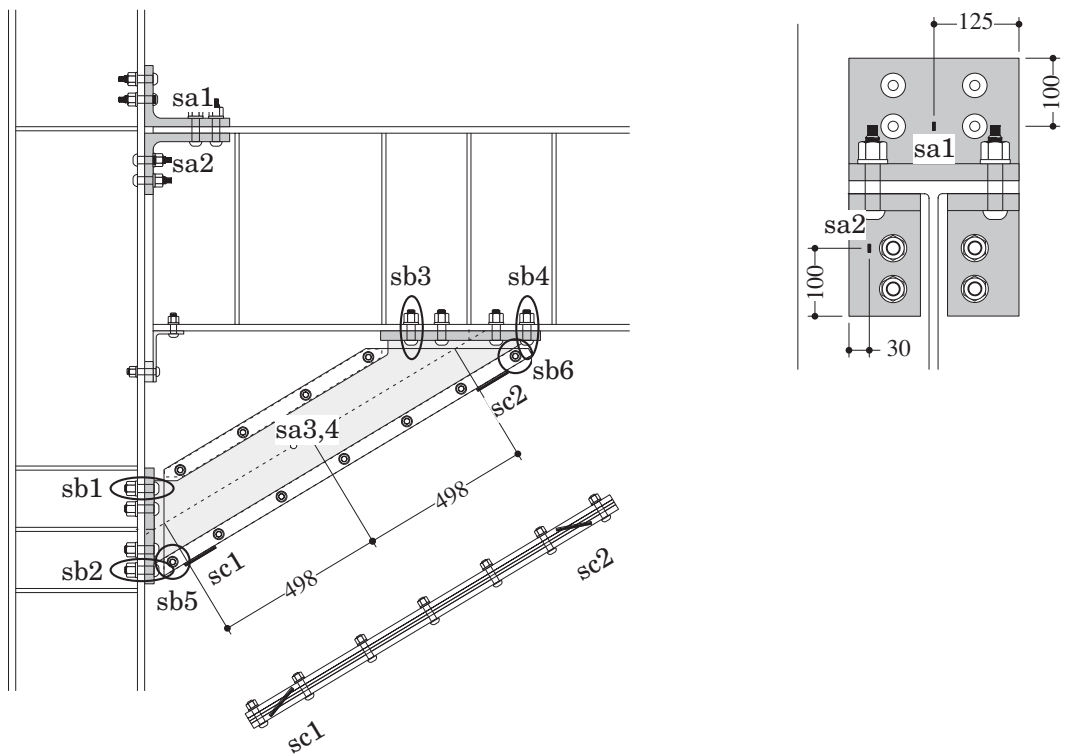
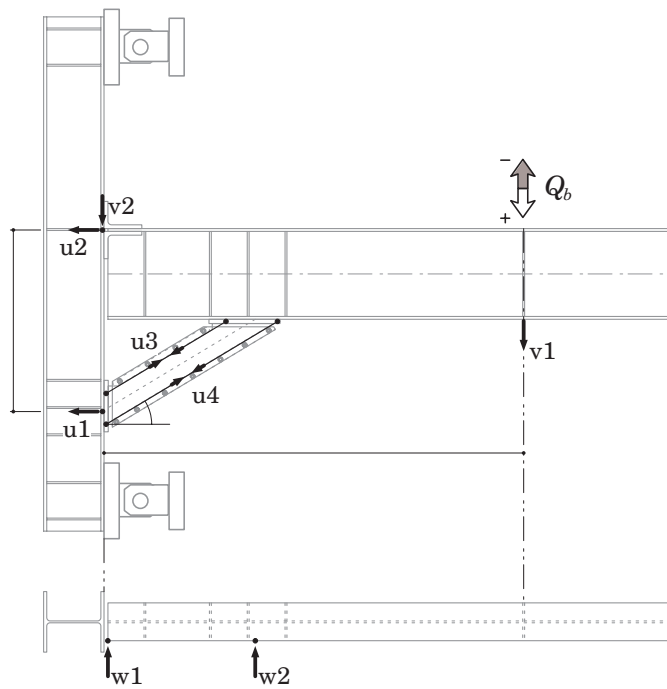


図 2.25 変位・歪計測計画

2.4 性能確認実験結果

2.4.1 方杖ダンパーの座屈拘束性能

各方杖ダンパーの軸力－軸方向歪関係を図2.27に示し、各試験体の破壊状況を写真2.2に示す。図2.27の縦軸は、(2.57)式により換算したダンパー軸力 N (圧縮側が正) をダンパー芯材の降伏軸力 N_{ay} (= 809kN：実測値) で無次元化した値である。図2.27の横軸はダンパー歪 ϵ であり、ダンパー芯材の軸方向変形の測定値 δ_d を平行部の長さ \bar{l}_d (図2.19 参照) で除したものである。図2.27中の▼印は、最終的な破壊の発生が確認された点を指す。

表2.7には実験結果一覧として、破壊モード(写真2.2 参照)・最大歪・累積塑性変形倍率(図2.26 参照)をまとめている。各試験体の破壊モードは表2.6に示す予測と合致しており、2.2節で記述した限界荷重を求める手続きは概ね妥当であるといえる。

表2.7に示すように、すべての座屈拘束条件を満足するNo.1 試験体は、安定した履歴挙動と高い変形性能を示し、最終的には± 1/25rad の振幅の17サイクル目で局部崩壊が発生した。

全体座屈拘束条件あるいは結合条件が満足されていないNo.2 ～ No.4 試験体はすべて全体座屈が生じて耐力が低下し、実験を終了した。各試験体について座屈拘束材の側面に貼付した2枚の歪ゲージの計測結果を、軸力－歪関係として図2.28に示す。No.2 試験体とNo.4 試験体では歪が大きく生じており、平板と側板の間にすべりが発生したことがわかる。図中の▼印は図2.27の▼印の時点と対応しており、最終的な破壊の発生が確認された点である。No.2 試験体とNo.4 試験体はすべりの発生後、全体座屈を生じている。一方、限界荷重の予測値が全体座屈によって決定されるNo.3試験体は、平板と側板の間にすべりが生じることなく、一体断面として写真2.2のように全体座屈した。

No.5 試験体は、予測されたように、平板の局部崩壊によって破壊に至った(写真2.1, 2.2)。実験終了後にNo.5 試験体を解体した状況を写真2.3に示す。このとき確認された座屈波長はおよそ200mmであり、(2.47)式による計算値173mmを上まわっていた。すなわち、歪硬化係数を0.05として(2.47)式から得られる座屈波長の計算値は実験結果より短い結果となった。このことは、図2.20の補剛力 B を過大評価することになり、局部崩壊に関しては安全側の設計結果を導くことにつながる。

表 2.7 破壊状況と累積塑性変形倍率

| 試験体 | 終局状態 | 終局サイクル | 最大歪振幅 (%) | 累積塑性変形 $\sum \delta_{dp}$ (mm) | 累積塑性変形 倍率 η |
|------|------|----------|--------------|-----------------------------------|---------------------|
| No.1 | 局部崩壊 | +1/25-18 | 4.37 | 1802 | 1744 |
| No.2 | 全体座屈 | +1/50-1 | 0.97 | - | - |
| No.3 | 全体座屈 | +1/25-1 | 3.03 | 85 | 82 |
| No.4 | 全体座屈 | +1/25-2 | 4.40 | 188 | 182 |
| No.5 | 局部崩壊 | +1/25-4 | 4.78 | 437 | 423 |

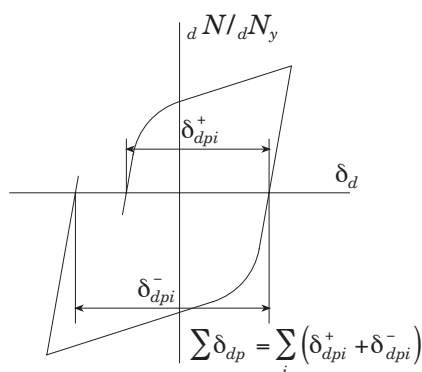


図 2.26 累積塑性変形倍率

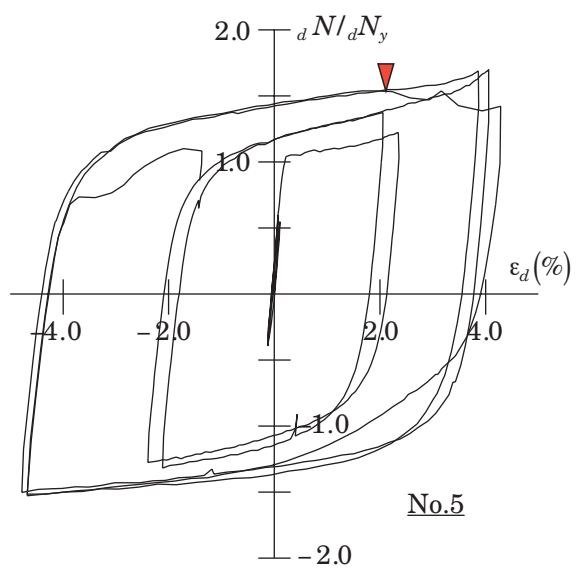
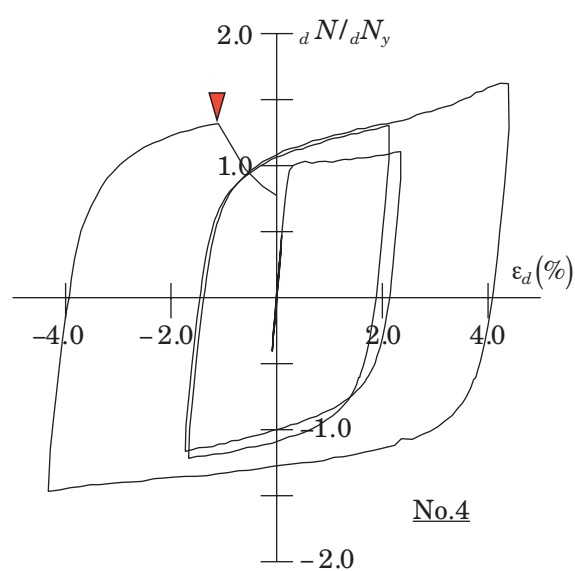
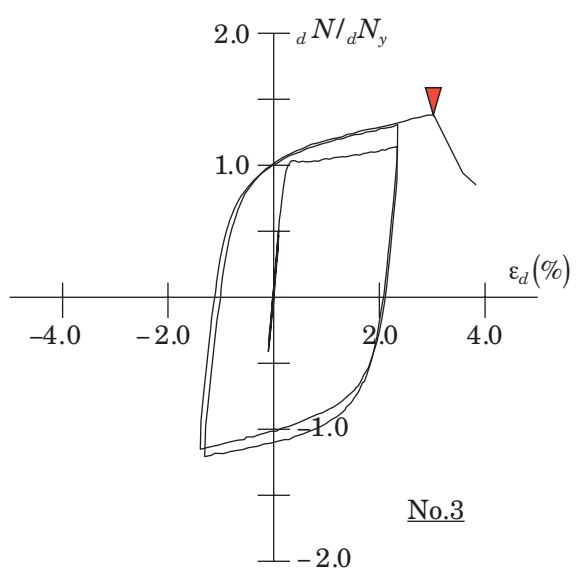
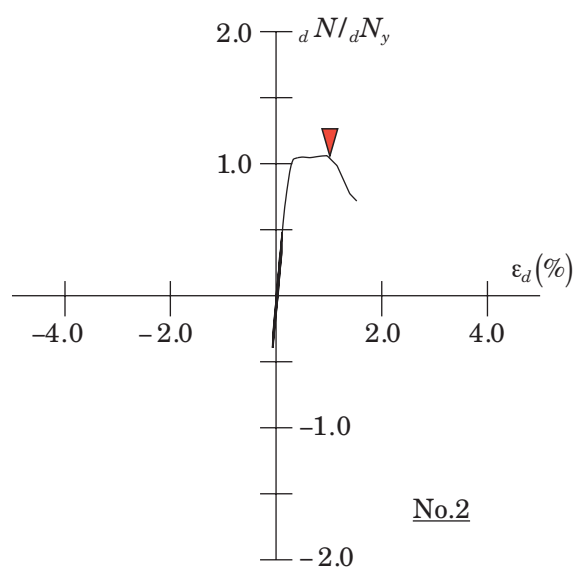
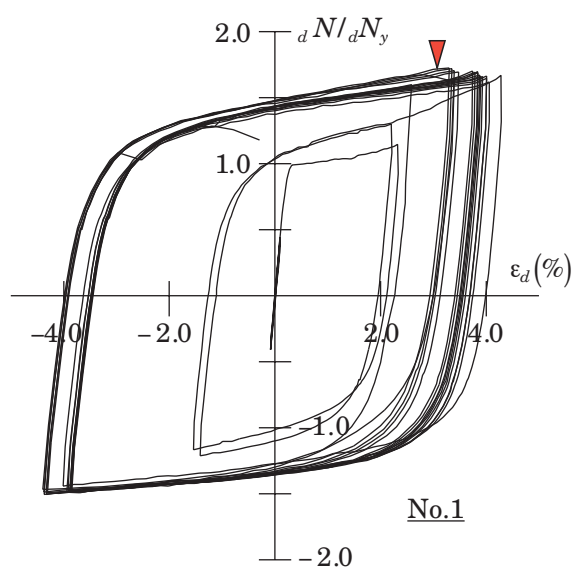
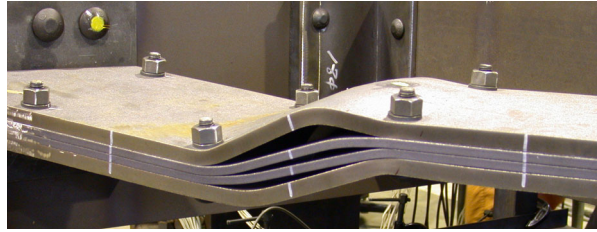


図 2.27 方杖ダンパーの軸力－軸方向歪関係

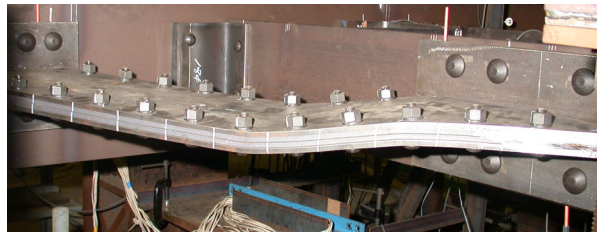
No.1



No.2



No.3



No.4



No.5



柱側

梁側

写真 2.2 実験終了後の方杖ダンパー

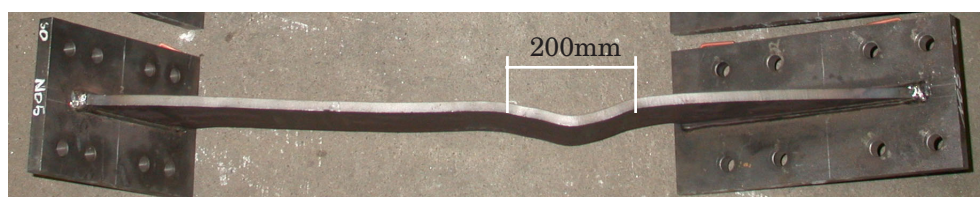


写真 2.3 座屈波形 (No.5 の芯材)

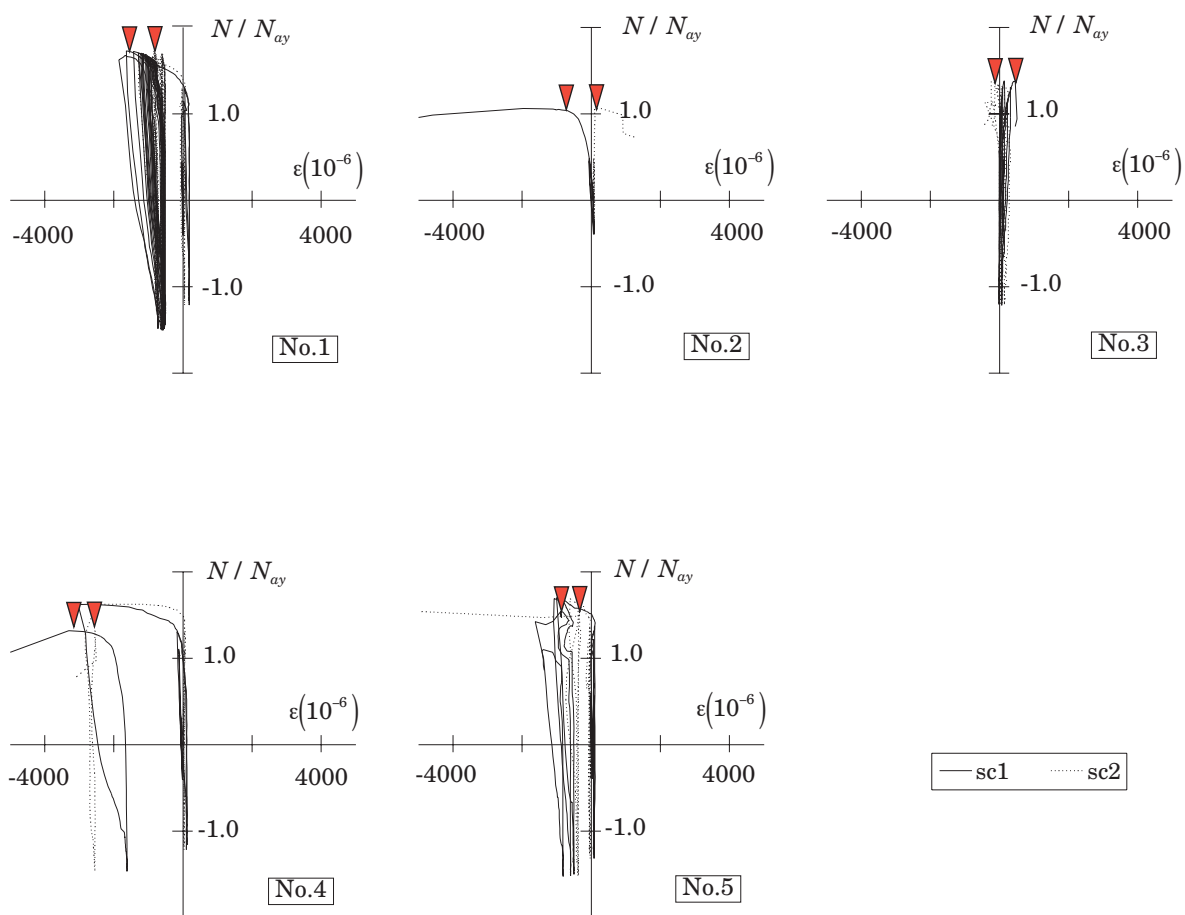


図 2.28 方杖ダンパーの軸力－座屈拘束材すべり(sc1, sc2)関係

2.4.2 接合部の挙動

写真 2.4 は梁端接合アングルに生じた塑性変形を表している．2.3.2 項に記載のとおり，本試験体では接合アングルの引張崩壊に対して十分な余力を与えていなかったため，ダンパー芯材の歪硬化による耐力上昇に伴い，写真に示す引張崩壊が生じたと考えられる．崩壊型は接合アングルのティフランジとティウェーブ両方に塑性ヒンジが生じる崩壊機構 -3(図 2.8(b)参照)に相当するものであった．2.3.2 項の計算による

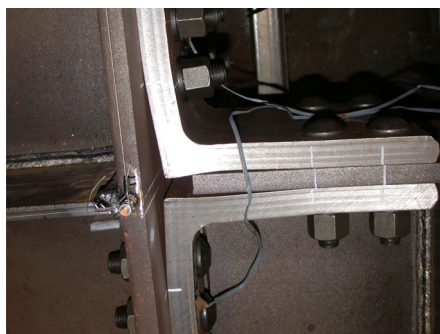


写真 2.4 接合アングルの引張崩壊

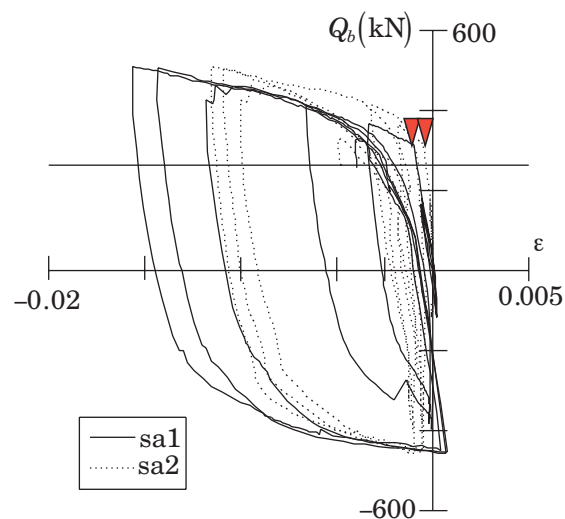


図 2.29 Q_b －接合アングル歪(sa1, sa2)関係

と接合アングルの引張崩壊荷重は崩壊機構-3と対応する崩壊荷重 ${}_aT_{y3} = 609\text{kN}$ ((2.18d)式)が最小値となっており実験時の破壊モードと一致する。

図2.29はNo.5試験体載荷時の梁端せん断力 Q_b と接合アングルの歪 ε (図2.25参照)の関係を示している。接合アングルの引張崩壊荷重の計算値 ${}_aT_y = 609\text{kN}$ と釣り合う梁のせん断力 $Q_b = 263\text{kN}$ を図中に実線で示す。実験値 317kN (▼印)は計算値を2割程度上回っており、(2.18)式により安全側の耐力評価ができているといえる。また、文献2-6)では方杖ダンパーと接合アングル、横補剛アングルの1セットとして標準化することを目的とした実験をおこなっており、2.2.2項および2.2.3項に示す設計条件を満足する接合部は、方杖ダンパー芯材が延性破断に至るまで損傷することなく健全な挙動を示すことを確認している。

2.5 まとめ

本章では、方杖ダンパー接合構造における高力ボルト接合部および方杖ダンパー座屈拘束材の設計法を提示した。各部設計法の概要を以下にまとめる。

- [1] 方杖ダンパーの両端の接合部はエンドプレート形式とし、終局時に想定される最大軸力が方杖ダンパーの芯材に作用しても高力ボルト接合部にすべりや離間が生じず、またエンドプレート、柱フランジ、梁フランジが面外曲げ降伏による崩壊機構を形成しないように設計する。
- [2] 接合アングル接合部は、方杖ダンパー芯材が想定される最大軸力に達するまで、高力ボルト接合部でのすべりや離間が生じず、接合アングルが崩壊機構を形成せず、また柱フランジ、梁フランジが面外曲げ降伏による崩壊機構を形成しないように設計する。
- [3] 横補剛アングルの接合部は、方杖ダンパー芯材が想定される最大軸力に達するまで、高力ボルト接合部でのすべりが生じず、梁の構面外方向に対して横補剛アングルが降伏しないように設計する。
- [4] 方杖ダンパーの座屈拘束材は、方杖ダンパー芯材の最大軸力に対して、全体座屈拘束条件、結合条件、局部崩壊防止条件のすべてを満たすように設計する。

上記[4]方杖ダンパー座屈拘束材の設計条件の検証を目的として、表2.3に示す5体の試験体を対象に繰返し加力に対する性能確認実験をおこなった。座屈拘束条件をすべて満たす試験体は十分な塑性変形能力を保有し、条件を満たさない試験体は想定されたモードで早期に破壊した。以上の結果から、方杖ダンパーの座屈拘束設計に関する本章の手続きは妥当なものと結論できる。

参考文献

- 2-1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2001.11.
- 2-2) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針，1998.10.
- 2-3) 多賀謙蔵，近藤実，奥野哲也，井上一郎：偏心圧縮力を受ける軸力材の座屈拘束設計に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 構造 III，pp.849-850，1999.9.
- 2-4) 井上一郎，常培勇，峰隆俊，福山国夫，井ノ上一博：重ね梁PCa板による平鋼ブレースの座屈補剛設計，鋼構造年次論文報告集，第1巻，pp.195-202，1993.7
- 2-5) 下川弘海，森野捷輔，神谷誠，伊藤茂樹，川口淳，加村久哉，廣田実：角形鋼管で補剛された平鋼ブレースの弾塑性性状に関する研究(その7)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 III，pp.843-844.1998.9
- 2-6) 井上一郎，寺島雄一郎，聲高裕治，吉田文久：方杖ダンパーの標準仕様と性能確認実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系，2006.6

第3章 骨組の設計

3.1 はじめに

本章では方杖ダンパー接合構造を適用した骨組(以下、「方杖接合骨組」と呼ぶ)の設計法について述べる。図 3.1 に方杖接合骨組の崩壊機構を示す。方杖接合骨組では、地震時の塑性化は各層に配した方杖ダンパーと 1 層柱脚のみに限定し、1 層柱脚以外の柱梁部材を弾性にとどめるように設計する。

方杖ダンパーは H 形断面柱の強軸方向に配置する。H 形断面柱弱軸方向にも水平荷重を負担するための接合構造として、例えば文献 3-1) のパイ形ダンパーを用いた接合構造などが挙げられるが、本章では柱弱軸方向はピン接合とし、柱強軸方向のみで地震時の水平力を負担するものとして理論を展開する。

本章では、方杖接合骨組に必要な保有水平耐力を付与し終局時に柱梁を弾性にとどめるための塑性設計の手続きをまとめる。また、設計手続きにしたがった骨組の設計例を提示する。

3.2 骨組の塑性設計法

方杖接合骨組について、必要保有水平耐力を満たすように各部材断面を決定する手続きは、塑性設計法に基づいて進める。まず梁端の必要曲げ耐力に基づいて方杖ダンパーを選択する。次に、選定された方杖ダンパーが塑性化しても柱・梁は弾性域に留まるという条件からそれらの断面が選定される。以下に、各部材断面の選定手続きを記述する。

3.2.1 骨組設計のための仮定条件

方杖接合骨組の設計手順について述べるうえで設定した仮定条件を以下に記す。

- [1] 同一フロアレベルの方杖ダンパーはすべて同じものとする。
- [2] 同一フロアレベルの大梁せいはすべて等しい。
- [3] 保有耐力時の方杖ダンパー軸力は公称降伏軸力の 1.1 倍とする。
- [4] H 形断面柱の弱軸方向はピン接合とし水平力を負担しない。

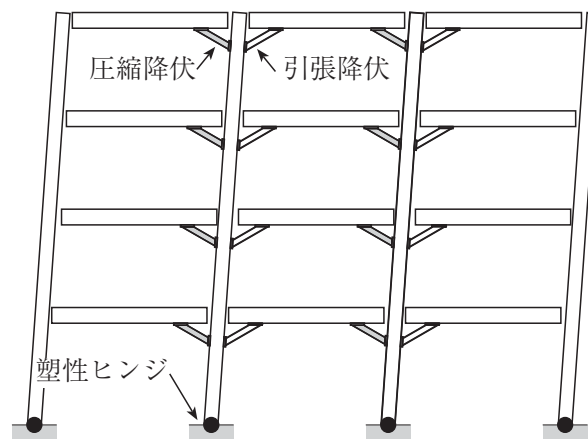


図 3.1 方杖接合骨組の崩壊機構

3.2.2 方杖ダンパーの選定

方杖ダンパーは保有水平耐力時の梁端モーメントが決まれば選定することができる。以下の仮定・条件に基づいて保有水平耐力時の各部材の曲げモーメントを算定する。

[1] 骨組の層数を N とし, i 層の必要保有水平耐力を ${}_sQ_i (1 \leq i \leq N)$ とする。

[2] 柱の反曲点は柱中央とする。

[3] 鉛直荷重による単純梁モーメントは十分小さく, 梁の中間の曲げモーメントは端部曲げモーメントより小さい。

ここで仮定[2]はD型配置を想定したものである。S型配置の場合は各階における柱の反曲点位置を, 方杖ダンパー取り付け位置と柱脚梁フェイス位置の中央(図3.9参照)と仮定して, 曲げモーメント分布を設定すればよい。

図3.2に示す骨組の保有水平耐力時の梁端モーメントは以下の手順で算定される。まず, 図3.2に示す諸量を定義しておく。 i 層の層モーメントは条件[1]より i 層の階高 h_i を用いて次式で得られる。

$${}_sM_i = {}_sQ_i h_i \quad (3.1)$$

${}_sM_i$ の柱頭側および柱脚側への分配モーメントをそれぞれ M_i^T, M_i^B とし, i 床の梁端モーメントの総和を ${}_GM_i$ とする。このとき i 層・ i 床における釣合条件は次式で表される。

$${}_sM_i = M_i^T + M_i^B \quad (3.2)$$

$${}_GM_i = M_i^T + M_{i+1}^B \quad (3.3)$$

仮定[2]によると $M_i^T = M_i^B$ であるから, ${}_GM_i$ は次式で表される。

$${}_GM_i = \frac{1}{2} ({}_sM_i + {}_sM_{i+1}) = \frac{1}{2} ({}_sQ_i h_i + {}_sQ_{i+1} h_{i+1}) \quad (3.4)$$

ただし, ${}_sM_{N+1} = {}_sQ_{N+1} = 0$

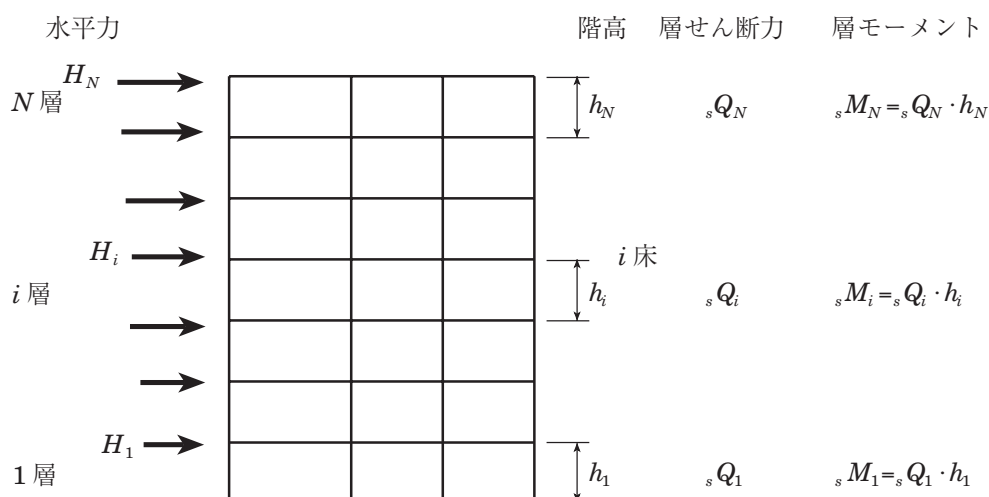


図3.2 設計荷重

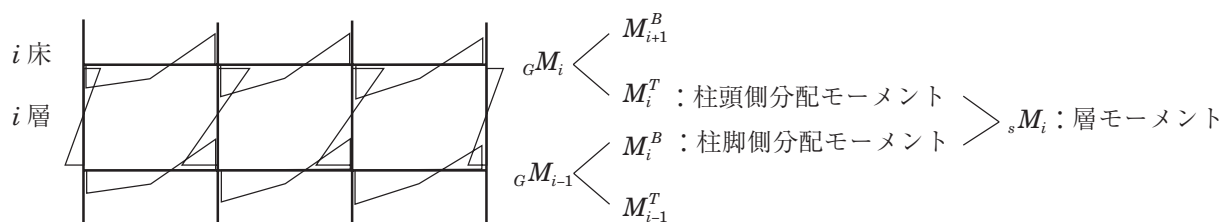


図3.3 層モーメントの分配

図3.4に示すように、方杖ダンパーが接合される梁の種類として、両端方杖ダンパー付き梁(以下、 G_A 梁)と片側だけに付く梁(以下、 G_B 梁)を対象とする。方杖ダンパーが設置される梁端の箇所数を n_d とすると、図3.4に示す i 層の梁端節点位置のモーメント ${}_bM_i^{end}$ は次式で計算される。

$${}_bM_i^{end} = \frac{1}{n_d} {}_G M_i = \frac{1}{2n_d} ({}_s M_i + {}_s M_{i+1}) \quad (3.5)$$

(3.5)式の ${}_bM_i^{end}$ と釣り合う方杖ダンパーの軸力は、D型配置の場合、図3.4と図3.6を参照して次式で得られる。

$$G_A \text{ 梁} : {}_d N = \frac{{}_b M_i^{end}}{({}_b d_i + 2h_d) \cos \varphi} \cdot \frac{l - {}_c d}{l} \quad (3.6a)$$

$$G_B \text{ 梁} : {}_d N = \frac{{}_b M_i^{end}}{({}_b d_i + 2h_d) \cos \varphi} \cdot \frac{l - {}_c d / 2}{l} \quad (3.6b)$$

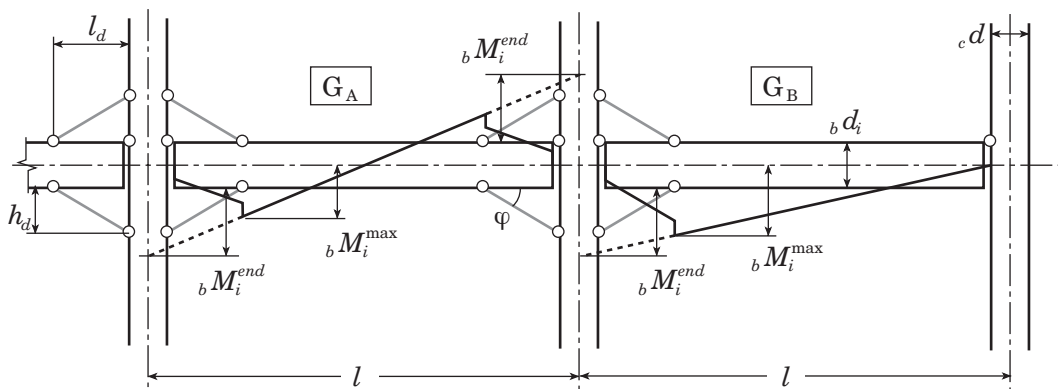


図3.4 梁の釣合モーメント分布 (D型)

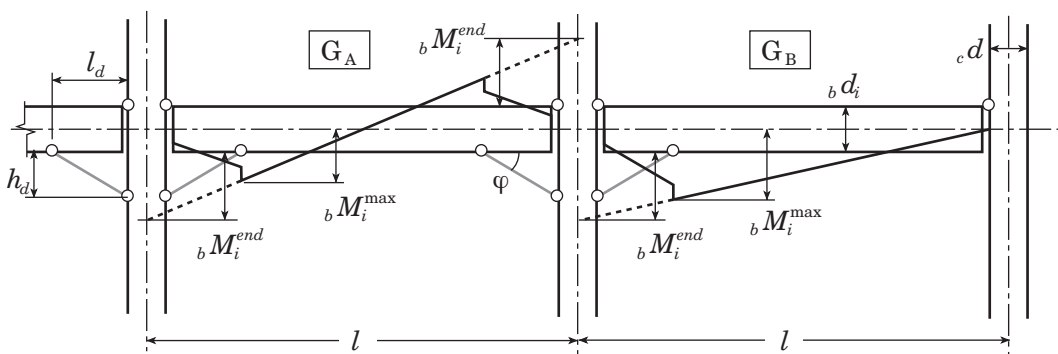


図3.5 梁の釣合モーメント分布 (S型)

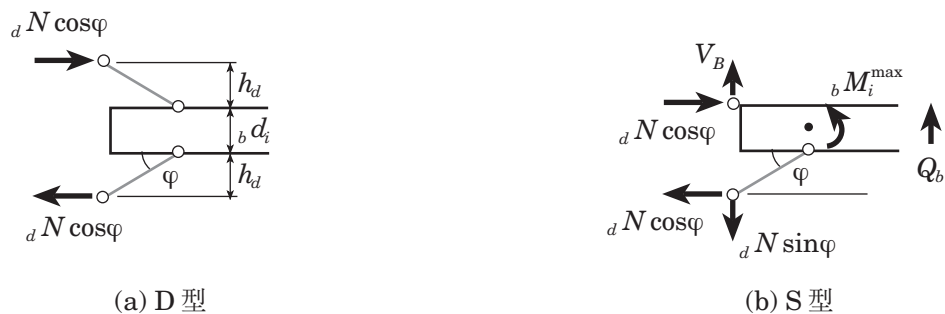


図3.6 梁端部応力の釣合

S型配置の場合は，図3.5と図3.6を参照して次式で得られる．

$$G_{A \text{ 梁}} : {}_d N = \frac{{}_b M_i^{end}}{({}_b d_i + h_d) \cos \varphi} \cdot \frac{l - {}_c d}{l} \quad (3.7a)$$

$$G_{B \text{ 梁}} : {}_d N = \frac{{}_b M_i^{end}}{({}_b d_i + h_d) \cos \varphi} \cdot \frac{l - {}_c d / 2}{l} \quad (3.7b)$$

(3.6)式または(3.7)式で得られた ${}_d N$ を，終局時における方杖ダンパー軸力($1.1{}_d N_y$)が上回るように部材を選定すればよい．

3.2.3 梁断面の選定 (D型の場合)

梁断面は，前項で選定された方杖ダンパーの軸力が $1.1{}_d N_y$ に達したときに生じる梁の最大曲げモーメント ${}_b M_i^{max}$ が短期許容曲げ耐力以下となるように決定する． ${}_b M_i^{max}$ は方杖ダンパーの接合位置で生じ，図3.4に示すように，両側方杖ダンパー付きの梁 G_A と片側だけに付く G_B 梁で異なる．それぞれの梁に必要な曲げ耐力は次式で与えられる．

$$G_{A \text{ 梁}} : {}_b M_i^{max} = 1.1{}_d N_y ({}_b d_i + 2h_d) \cos \varphi \cdot \frac{l - {}_c d - 2l_d}{l - {}_c d} \quad (3.8a)$$

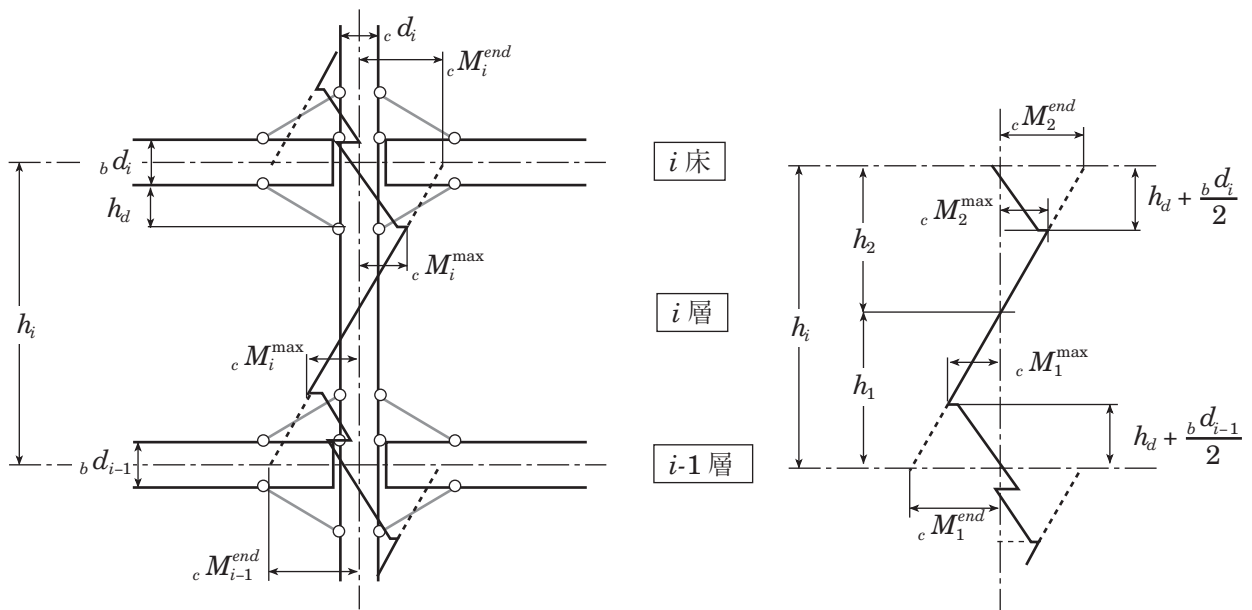
$$G_{B \text{ 梁}} : {}_b M_i^{max} = 1.1{}_d N_y ({}_b d_i + 2h_d) \cos \varphi \cdot \frac{l - {}_c d - l_d}{l - {}_c d} \quad (3.8b)$$

梁のモーメントが最大となる方杖ダンパー接合位置はボルト孔欠損部であるから，これを考慮して(3.8)式から算定される値を上回る曲げ耐力を有する断面を選定する．

3.2.4 柱断面の選定 (D型の場合)

柱断面は，梁の場合と同様に3.2.2項で選定された方杖ダンパーの軸力が $1.1{}_d N_y$ に達したときに生じる柱の最大曲げモーメントと軸力に対して，柱が短期許容応力度以下の状態になるように決定する． i 層の必要保有水平耐力と釣り合う曲げモーメント分布が図3.7(a)に示されている．ただし，方杖ダンパーの軸力が $1.1{}_d N_y$ に達したときの柱の曲げモーメントはこれより大きく，図3.7(b)のような分布を想定する．

以下に記す柱の設計用応力は，両側に G_A 梁が取り付く柱(以下， C_A 柱)と，両側に G_A 梁と G_B 梁が取り付く柱(以下， C_B 柱)，および片側に G_A 梁が取り付く柱(以下， C_C 柱)を対象としている．



(a) 必要保有水平耐力に対する柱の釣合曲げモーメント分布 (b) 保有耐力時の柱の曲げモーメント分布

図3.7 柱の曲げモーメント分布(D型)

(a) 両側に G_A 梁が取り付け付く柱(C_A 柱)の設計用応力

i 床で選定された方杖ダンパーの公称降伏軸力を ${}_dN_{yi}$ とすると, 図3.4の ${}_bM_i^{end}$ に相当する柱節点位置の G_A 梁側節点モーメントは次式で表される.

$$i \text{ 床} : {}_bM_{i,GA}^{end} = 1.1 {}_dN_{yi} \cdot \cos \varphi ({}_bd_i + 2h_d) \cdot \frac{l}{l - {}_cd} \quad (3.9a)$$

$$i-1 \text{ 床} : {}_bM_{i-1,GA}^{end} = 1.1 {}_dN_{yi} \cdot \cos \varphi ({}_bd_i + 2h_d) \cdot \frac{l}{l - {}_cd} \quad (3.9b)$$

まず, 最下層以外の層(以下, 中間層)の柱について説明する. 図3.7(b)に示すように i 層柱頭と柱脚における C_A 柱側の節点モーメントをそれぞれ ${}_cM_{2,C1}^{end}$, ${}_cM_{1,C1}^{end}$ と定義する.(3.9)式の梁側節点モーメントと釣り合う ${}_cM_{2,CA}^{end}$, ${}_cM_{1,CA}^{end}$ は, 梁側節点モーメントの柱頭柱脚への分割比を上下階の層モーメント比と仮定して次式で表される.

$${}_cM_{2,CA}^{end} = \frac{{}_sM_i}{{}_sM_i + {}_sM_{i+1}} \cdot 2 {}_bM_{i,GA}^{end} \quad (3.10a)$$

$${}_cM_{1,CA}^{end} = \frac{{}_sM_i}{{}_sM_{i-1} + {}_sM_i} \cdot 2 {}_bM_{i-1,GA}^{end} \quad (3.10b)$$

ただし, 最上層では ${}_sM_{i+1} = 0$ である.(3.10)式の値から, 図3.7(b)に示されている方杖ダンパー接合位置の柱の最大曲げモーメント ${}_cM_2^{\max}$, ${}_cM_1^{\max}$ が次式から得られる.

$${}_cM_2^{\max} = \frac{h_2 - (h_d + {}_bd_i / 2)}{h_2} {}_cM_{2,CA}^{end} \quad (3.11a)$$

$${}_cM_1^{\max} = \frac{h_1 - (h_d + {}_bd_{i-1} / 2)}{h_1} {}_cM_{1,CA}^{end} \quad (3.11b)$$

ただし,

$$h_2 = \frac{{}_cM_2^{end}}{{}_cM_1^{end} + {}_cM_2^{end}} \cdot h_i \quad (3.12a)$$

$$h_1 = \frac{{}_cM_1^{end}}{{}_cM_1^{end} + {}_cM_2^{end}} \cdot h_i \quad (3.12b)$$

i 層 C_A 柱に対する設計用曲げモーメント値 ${}_cM_i^{\max}$ は次式で与えられる.

$${}_cM_i^{\max} = \max \{ {}_cM_1^{\max}, {}_cM_2^{\max} \} \quad (3.13)$$

以上は中間層の柱に関する設計用曲げモーメントである. 最下層柱の設計用応力に関して以下に記す. 最下層柱脚では塑性ヒンジを想定するため応力分布が中間層と異なる. 図3.8に終局時の最下層柱応力

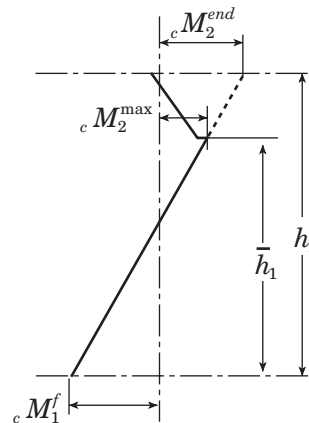


図3.8 最下層柱の曲げモーメント分布

す．柱頭側節点モーメント ${}_cM_{2,C1}^{end}$ は(3.10a)式により得られる．終局時において方杖取り付け位置の応力を許容応力度以下とするため1層柱の釣合曲げモーメント分布に次式の仮定を与える．

$$\frac{{}_cM_2^{\max}}{{}_cM_1^f} = \frac{1}{v_e} \quad (3.14)$$

ここで,

$$v_e = \frac{M_{peX}}{M_{yxX}} \quad (3.15)$$

上式で, M_{yeX} と M_{peX} は,それぞれボルト孔欠損部における降伏モーメントと全塑性モーメントである．これらはどちらもH形断面柱の強軸まわりに関する量であり,それぞれ軸力の影響を考慮して算定する． v_e は,1階の柱のボルト孔欠損部における形状係数を意味する．一方,図3.8より ${}_cM_1^f$, ${}_cM_2^{\max}$, ${}_cM_2^{end}$ の間には次式が成り立つ．

$${}_cM_1^f + {}_cM_2^{\max} = \frac{\bar{h}_1}{h_1} ({}_cM_1^f + {}_cM_2^{end}) \quad (3.16)$$

(3.14)式と(3.16)式から ${}_cM_1^f$ を消去すれば,1層柱方杖ダンパー取り付け位置での設計用曲げモーメント ${}_cM_2^{\max}$ が次式で得られる．

$${}_cM_2^{\max} = \frac{\bar{h}_1}{h_1(v_e + 1) - \bar{h}_1 v_e} {}_cM_2^{end} \quad (3.17)$$

(b) 両側に G_A 梁と G_B 梁が取り付く柱(C_B 柱)の設計用応力

C_B 柱では,両側に接合されるのは G_A 梁と G_B 梁であり,(3.9)式に相当する G_B 梁側の節点モーメント ${}_bM_{i-1,G2}^{end}$, ${}_bM_{i,G2}^{end}$ は次式で表される．

$$i\text{床} : {}_bM_{i,GB}^{end} = 1.1 {}_dN_{yi} \cdot \cos \varphi ({}_b d_i + 2h_d) \cdot \frac{l}{l - {}_c d / 2} \quad (3.18a)$$

$$i-1\text{床} : {}_bM_{i-1,GB}^{end} = 1.1 {}_dN_{yi} \cdot \cos \varphi ({}_b d_i + 2h_d) \cdot \frac{l}{l - {}_c d / 2} \quad (3.18b)$$

また,(3.10)式と対応する C_B 柱側の節点モーメント ${}_cM_{2,CB}^{end}$, ${}_cM_{1,CB}^{end}$ は次式で表される．

$${}_cM_{2,CB}^{end} = \frac{{}_sM_i}{{}_sM_i + {}_sM_{i+1}} \cdot ({}_bM_{i,GA}^{end} + {}_bM_{i,GB}^{end}) \quad (3.19a)$$

$${}_cM_{1,CB}^{end} = \frac{{}_sM_i}{{}_sM_{i-1} + {}_sM_{i+1}} \cdot ({}_bM_{i-1,GA}^{end} + {}_bM_{i-1,GB}^{end}) \quad (3.19b)$$

方杖ダンパー接合位置の最大モーメントは(3.11)式および(3.17)式の ${}_cM_{2,CA}^{end}$, ${}_cM_{1,CA}^{end}$ を ${}_cM_{2,CB}^{end}$, ${}_cM_{1,CB}^{end}$ に置き換えて得られる．

(c) 両側に G_B 梁が取り付く柱(C_C 柱)の設計用応力

C_C 柱では,両側に G_B 梁が取り付くため,(3.10)式の ${}_bM_{i,GA}^{end}$, ${}_bM_{i-1,GA}^{end}$ を ${}_bM_{i,GB}^{end}$, ${}_bM_{i-1,GB}^{end}$ に置き換えて C_C 柱側の節点モーメント ${}_cM_{2,CC}^{end}$, ${}_cM_{1,CC}^{end}$ が得られる．

方杖ダンパー接合位置の最大モーメントは(3.11)式および(3.17)式の ${}_cM_{2,CA}^{end}$, ${}_cM_{1,CA}^{end}$ を ${}_cM_{2,CC}^{end}$, ${}_cM_{1,CC}^{end}$ に置き換えて得られる．

(d) 片側に G_A 梁が取り付く柱(C_D 柱)の設計用応力

C_D 柱では, 片側に G_A 梁が取り付くため, (3.10)式と対応する C_D 柱側の節点モーメント ${}_cM_{2,CD}^{end}$, ${}_cM_{1,CD}^{end}$ が次式で表される.

$${}_cM_{2,CD}^{end} = \frac{{}_sM_i}{{}_sM_i + {}_sM_{i+1}} \cdot {}_bM_{i,GA}^{end} \quad (3.20a)$$

$${}_cM_{1,CD}^{end} = \frac{{}_sM_i}{{}_sM_{i-1} + {}_sM_i} \cdot {}_bM_{i-1,GA}^{end} \quad (3.20b)$$

方杖ダンパー接合位置の最大モーメントは(3.11)式および(3.17)式の ${}_cM_{2,CA}^{end}$, ${}_cM_{1,CA}^{end}$ を ${}_cM_{2,CD}^{end}$, ${}_cM_{1,CD}^{end}$ に置き換えて得られる.

3.2.5 梁断面の選定 (S型の場合)

3.2.3項に示したD型の場合と同様, 梁断面は3.2.2項で選定された方杖ダンパーの軸力が 1.1_dN_y に達したときに生じる梁の最大曲げモーメント ${}_bM_i^{max}$ が短期許容曲げ耐力以下となるように決定する. ${}_bM_i^{max}$ は方杖ダンパーの接合位置で生じ, 図 3.9(a) に示すように, 両側方杖ダンパー付きの梁 G_A と片側だけに付く G_B 梁で異なる. それぞれの梁で必要な曲げ耐力は次式で与えられる.

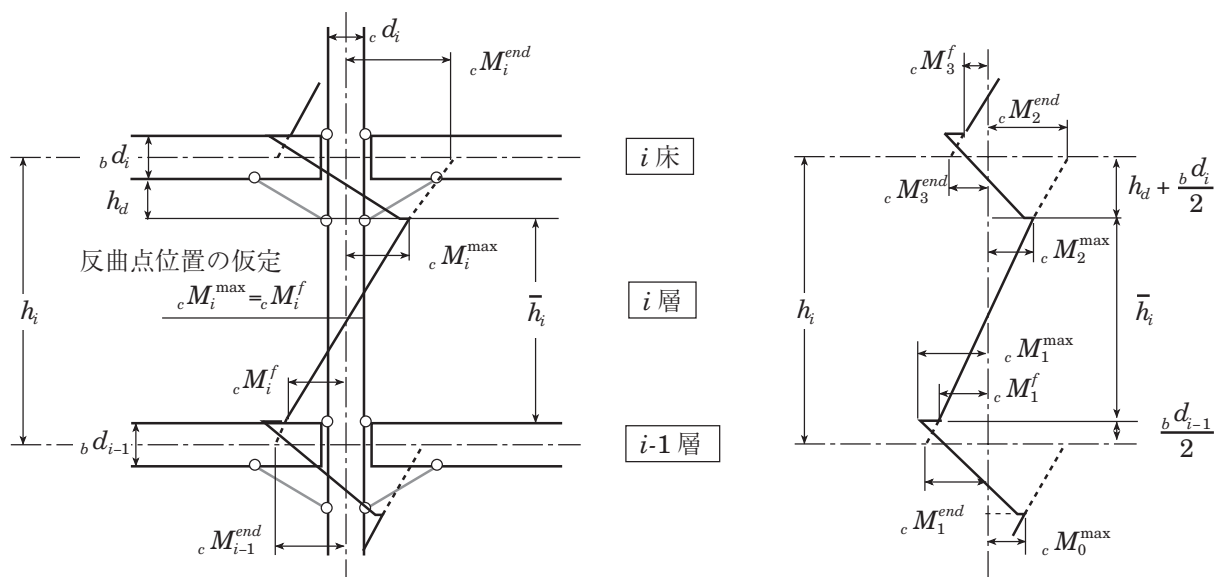
$$G_A \text{ 梁} : {}_bM_i^{max} = 1.1_dN_y ({}_bd_i + h_d) \cos \varphi \cdot \frac{l_{-c}d - 2l_d}{l_{-c}d} \quad (3.21a)$$

$$G_B \text{ 梁} : {}_bM_i^{max} = 1.1_dN_y ({}_bd_i + h_d) \cos \varphi \cdot \frac{l_{-c}d - l_d}{l_{-c}d} \quad (3.21b)$$

梁のモーメントが最大となる方杖ダンパー接合位置はボルト孔欠損部であるから, これを考慮して(3.21)式から算定される値を上回る曲げ耐力を有する断面を選定する.

3.2.6 柱断面の選定 (S型の場合)

3.2.4項と同様に, 柱断面は3.2.2項で選定された方杖ダンパーの軸力が 1.1_dN_y に達したときに生じる柱の最大曲げモーメントと軸力に対して, 柱が短期許容応力度以下の状態になるように決定する. i 層の必要保有水平耐力と釣り合う曲げモーメント分布が図 3.9(a) に示されている. ただし, 方杖ダンパーの軸力が 1.1_dN_y に達したときの柱の曲げモーメントはこれより大きく, 図 3.9(b) のような分布を想定する. S 型の場合, 中間層において柱の最大曲げモーメントは柱頭側方杖ダンパー取り付け位置または柱脚側梁フェイス位置の応力であることに留意する.



(a) 必要保有水平耐力に対する柱の釣り合う曲げモーメント分布 (b) 保有耐力時の柱の曲げモーメント分布

図 3.9 柱の曲げモーメント分布

(a) 両側に G_A 梁が取り付く柱(C_A 柱)の設計用応力

i 床で選定された方杖ダンパーの公称降伏軸力を ${}_dN_{yi}$ とすると, 図 3.5 の ${}_bM_i^{end}$ に相当する柱節点位置の G_A 梁側節点モーメントは次式で表される.

$${}_i\text{床} : {}_bM_{i,GA}^{end} = 1.1 {}_dN_{yi} \cdot \cos \varphi ({}_bd_i + h_d) \cdot \frac{l}{l - {}_cd} \quad (3.22a)$$

$${}_{i-1}\text{床} : {}_bM_{i-1,GA}^{end} = 1.1 {}_dN_{yi} \cdot \cos \varphi ({}_bd_i + h_d) \cdot \frac{l}{l - {}_cd} \quad (3.22b)$$

まず, 最下層以外の層(以下, 中間層)の柱について説明する. 図 3.9(b)に示すように i 層柱頭と柱脚における C_A 柱側の節点モーメントをそれぞれ ${}_cM_{2,CA}^{end}$, ${}_cM_{1,CA}^{end}$ と定義する.(3.22)式の梁側節点モーメントと釣り合う ${}_cM_{2,CA}^{end}$, ${}_cM_{1,CA}^{end}$ を定める上で以下の仮定を設ける.

[1] $i+1$ 層柱脚側梁フェイス位置のモーメント(図 3.9(b)中 ${}_cM_3^f$)と i 層柱頭側方杖ダンパー接合位置のモーメント(図 3.9(b)中 ${}_cM_2^{\max}$)の比は, $i+1$ 層と i 層の層モーメント比に等しい.

[2] i 層柱の反曲点は, 柱頭側方杖ダンパー取り付け位置と柱脚側梁フェイス位置の中央とする.

仮定[1]より, 図 3.9(b)中のモーメント値について次式が成り立つ.

$$\frac{{}_cM_3^f}{{}_cM_2^{\max}} = \frac{{}_sM_{i+1}}{{}_sM_i} \quad (3.23a)$$

$$\frac{{}_cM_1^f}{{}_cM_0^{\max}} = \frac{{}_sM_i}{{}_sM_{i-1}} \quad (3.23b)$$

仮定[2]より, 図 3.9(b)中のモーメント値について次式が成り立つ.

$${}_cM_3^{end} = \frac{\bar{h}_{i+1} + {}_bd_i}{{}_h_{i+1}} \cdot {}_cM_3^f \quad (3.24a)$$

$${}_cM_2^{end} = \frac{\bar{h}_i + {}_bd_i + 2h_d}{{}_h_i} \cdot {}_cM_2^{\max} \quad (3.24b)$$

$${}_cM_1^{end} = \frac{\bar{h}_i + {}_bd_{i-1}}{{}_h_i} \cdot {}_cM_1^f \quad (3.24c)$$

$${}_cM_0^{end} = \frac{\bar{h}_{i-1} + {}_bd_{i-1} + 2h_d}{{}_h_{i-1}} \cdot {}_cM_0^{\max} \quad (3.24d)$$

また i 床および $i-1$ 床の節点まわりのモーメントの釣合式は次式で表される.

$${}_cM_2^{end} + {}_cM_3^{end} = 2 \cdot {}_bM_{i,GA}^{end} \quad (3.25a)$$

$${}_cM_0^{end} + {}_cM_1^{end} = 2 \cdot {}_bM_{i-1,GA}^{end} \quad (3.25b)$$

(3.23)式～(3.25)式を整理して, S 型の場合の柱側の節点モーメント ${}_cM_{2,CA}^{end}$, ${}_cM_{1,CA}^{end}$ が次式で得られる.

$${}_cM_{2,CA}^{end} = \frac{\bar{h}_{i+1}(\bar{h}_i + {}_bd_i + 2h_d) \cdot {}_sM_i}{\bar{h}_{i+1}(\bar{h}_i + {}_bd_i + 2h_d) \cdot {}_sM_i + \bar{h}_i(\bar{h}_{i+1} + {}_bd_i) \cdot {}_sM_{i+1}} \cdot 2 \cdot {}_bM_{i,GA}^{end} \quad (3.26a)$$

$${}_cM_{1,CA}^{end} = \frac{\bar{h}_{i-1}(\bar{h}_i + {}_bd_{i-1}) \cdot {}_sM_i}{\bar{h}_i(\bar{h}_{i-1} + {}_bd_{i-1} + 2h_d) \cdot {}_sM_{i-1} + \bar{h}_{i-1}(\bar{h}_i + {}_bd_{i-1}) \cdot {}_sM_i} \cdot 2 \cdot {}_bM_{i-1,GA}^{end} \quad (3.26b)$$

ただし, 最上層では ${}_sM_{i+1} = 0$ である.(3.26)式は D 型の場合の(3.10)式に相当する. また, 中間層の階高と梁せいがそれぞれ同じ場合は(3.26)式を簡略化して次式で表すことができる.

$${}_cM_{2,CA}^{end} = \frac{{}_sM_i}{\frac{{}_h_i + {}_bd_i}{{}_h_i + {}_bd_i + 2h_d} \cdot {}_sM_{i+1}} \cdot 2 \cdot {}_bM_{i,GA}^{end} \quad (3.27a)$$

$${}_cM_{1,CA}^{end} = \frac{{}_sM_i}{\frac{\bar{h}_i + {}_b d_i + 2h_d}{\bar{h}_i + {}_b d_i} {}_sM_{i-1} + {}_sM_i} \cdot 2{}_bM_{i-1,GA}^{end} \quad (3.27b)$$

(3.26)式または(3.27)式の値から、図 3.9(b)に示されている方杖ダンパー接合位置と梁フェイス位置における柱の最大曲げモーメント ${}_cM_2^{\max}$, ${}_cM_1^{\max}$ が次式から得られる。

$${}_cM_2^{\max} = \frac{h_2 - (h_d + {}_b d_i / 2)}{h_2} {}_cM_{2,CA}^{end} \quad (3.28a)$$

$${}_cM_1^{\max} = \frac{h_1 - {}_b d_{i-1} / 2}{h_1} {}_cM_{1,CA}^{end} + \Delta {}_cM_i^f \quad (3.28b)$$

ただし、 h_1 と h_2 は(3.12)式による。 $\Delta {}_cM_i^f$ は、梁の上フランジから伝達されるせん断力(図 3.6(b)の V_B)による偏心曲げモーメントであり、

$$\Delta {}_cM_i^f = V_B \cdot {}_c d_i \quad (3.29)$$

上式で V_B は図 3.6(b)に示す梁端部の作用応力の釣合条件(例えば鉛直方向の釣合式、あるいは a 点に関するモーメントの釣合式)から次のように得られる。

$$V_B = 1.1 {}_d N_y \cdot \sin \varphi - Q_b = 1.1 {}_d N_y \cdot \sin \varphi + \frac{{}_b M_i^{\max} - 1.1 {}_d N_y (h_d + {}_d d_i) \cos \varphi}{l_d} \quad (3.30)$$

i 層 C_A 柱に対する設計用曲げモーメント値 ${}_cM_i^{\max}$ は次式で与えられる。

$${}_cM_i^{\max} = \max \{ {}_cM_1^{\max}, {}_cM_2^{\max} \} \quad (3.31)$$

以上は中間層の柱に関する設計用曲げモーメントである。最下層柱に関しては、3.2.4項に示す D 型の場合と同様の手続きにより(3.17)式により設計用曲げモーメントが得られる。

(b) 両側に G_A 梁と G_B 梁が取り付く柱(C_B 柱)の設計用応力

C_B 柱では、両側に接合されるのは G_A 梁と G_B 梁であり、(3.22)式に相当する G_B 梁側の節点モーメント ${}_bM_{i-1,GB}^{end}$, ${}_bM_{i,GB}^{end}$ は次式で表される。

$$i \text{ 床} : {}_bM_{i,GB}^{end} = 1.1 {}_d N_{yi} \cdot \cos \varphi ({}_b d_i + h_d) \cdot \frac{l}{l - {}_c d / 2} \quad (3.32a)$$

$$i-1 \text{ 床} : {}_bM_{i-1,GB}^{end} = 1.1 {}_d N_{yi} \cdot \cos \varphi ({}_b d_i + h_d) \cdot \frac{l}{l - {}_c d / 2} \quad (3.32b)$$

また、(3.27)式と対応する C_B 柱側の節点モーメント ${}_cM_{2,CB}^{end}$, ${}_cM_{1,CB}^{end}$ は次式で表される。

$${}_cM_{2,CB}^{end} = \frac{\bar{h}_{i+1} (\bar{h}_i + {}_b d_i + 2h_d) {}_s M_i}{\bar{h}_{i+1} (\bar{h}_i + {}_b d_i + 2h_d) {}_s M_i + \bar{h}_i (\bar{h}_{i+1} + {}_b d_i) {}_s M_{i+1}} \cdot ({}_b M_{i,GA}^{end} + {}_b M_{i,GB}^{end}) \quad (3.33a)$$

$${}_cM_{1,CB}^{end} = \frac{\bar{h}_{i-1} (\bar{h}_i + {}_b d_{i-1}) {}_s M_i}{\bar{h}_i (\bar{h}_{i-1} + {}_b d_{i-1} + 2h_d) {}_s M_{i-1} + \bar{h}_{i-1} (\bar{h}_i + {}_b d_{i-1}) {}_s M_i} \cdot ({}_b M_{i-1,GA}^{end} + {}_b M_{i-1,GB}^{end}) \quad (3.34b)$$

方杖ダンパー接合位置の最大モーメントは(3.28)式および(3.17)式の ${}_cM_{2,CA}^{end}$, ${}_cM_{1,CA}^{end}$ を ${}_cM_{2,CB}^{end}$, ${}_cM_{1,CB}^{end}$ に置き換えて得られる。

(c) 両側に G_B 梁が取り付く柱(C_C 柱)の設計用応力

C_C 柱では、両側に G_B 梁が取り付くため、(3.27)式の ${}_bM_{i,GA}^{end}$, ${}_bM_{i-1,GA}^{end}$ を ${}_bM_{i,GB}^{end}$, ${}_bM_{i-1,GB}^{end}$ に置き換えて C_C 柱側の節点モーメント ${}_cM_{2,CC}^{end}$, ${}_cM_{1,CC}^{end}$ が得られる。

方杖ダンパー接合位置の最大モーメントは(3.28)式および(3.17)式の ${}_cM_{2,CA}^{end}$, ${}_cM_{1,CA}^{end}$ を ${}_cM_{2,CC}^{end}$, ${}_cM_{1,CC}^{end}$ に置き換えて得られる。

(d) 片側に G_A 梁が取り付く柱(C_D 柱)の設計用応力

C_D 柱では, 片側に G_A 梁が取り付くため, (3.27)式と対応する C_D 柱側の節点モーメント ${}_cM_{2,CD}^{end}$, ${}_cM_{1,CD}^{end}$ が次式で表される.

$${}_cM_{2,CD}^{end} = \frac{\bar{h}_{i+1}(\bar{h}_i + {}_b d_i + 2h_d) \cdot {}_s M_i}{\bar{h}_{i+1}(\bar{h}_i + {}_b d_i + 2h_d) \cdot {}_s M_i + \bar{h}_i(\bar{h}_{i+1} + {}_b d_i) \cdot {}_s M_{i+1}} \cdot {}_b M_{i,GA}^{end} \quad (3.35a)$$

$${}_cM_{1,CD}^{end} = \frac{\bar{h}_{i-1}(\bar{h}_i + {}_b d_{i-1}) \cdot {}_s M_i}{\bar{h}_i(\bar{h}_{i-1} + {}_b d_{i-1} + 2h_d) \cdot {}_s M_{i-1} + \bar{h}_{i-1}(\bar{h}_i + {}_b d_{i-1}) \cdot {}_s M_i} \cdot {}_b M_{i-1,GA}^{end} \quad (3.35b)$$

方杖ダンパー接合位置の最大モーメントは(3.28)式および(3.17)式の ${}_cM_{2,CA}^{end}$, ${}_cM_{1,CA}^{end}$ を ${}_cM_{2,CD}^{end}$, ${}_cM_{1,CD}^{end}$ に置き換えて得られる.

3.3 骨組の設計例

前節に示す塑性設計法にならって設計した方杖接合骨組の例として, 文献3-2)の実大試験体骨組の設計について記述する.

3.3.1 設計条件

図3.10に試験体の梁伏図と軸組図を示す. 柱・梁(以下, 梁とは2層・3層床梁を指し, 基礎梁を含まない)・基礎梁はH形断面とする. 柱フランジ面(以下, 「柱強軸側」と表記)と梁は方杖ダンパー(S型)により接合し, 柱弱軸側と梁の接合部はピン接合とする. また, 柱強軸側と基礎梁はスプリットティ形式により剛接し, 柱弱軸側と基礎梁はピン接合とする. 柱の基部から基礎構造へ軸力とせん断力を伝えること

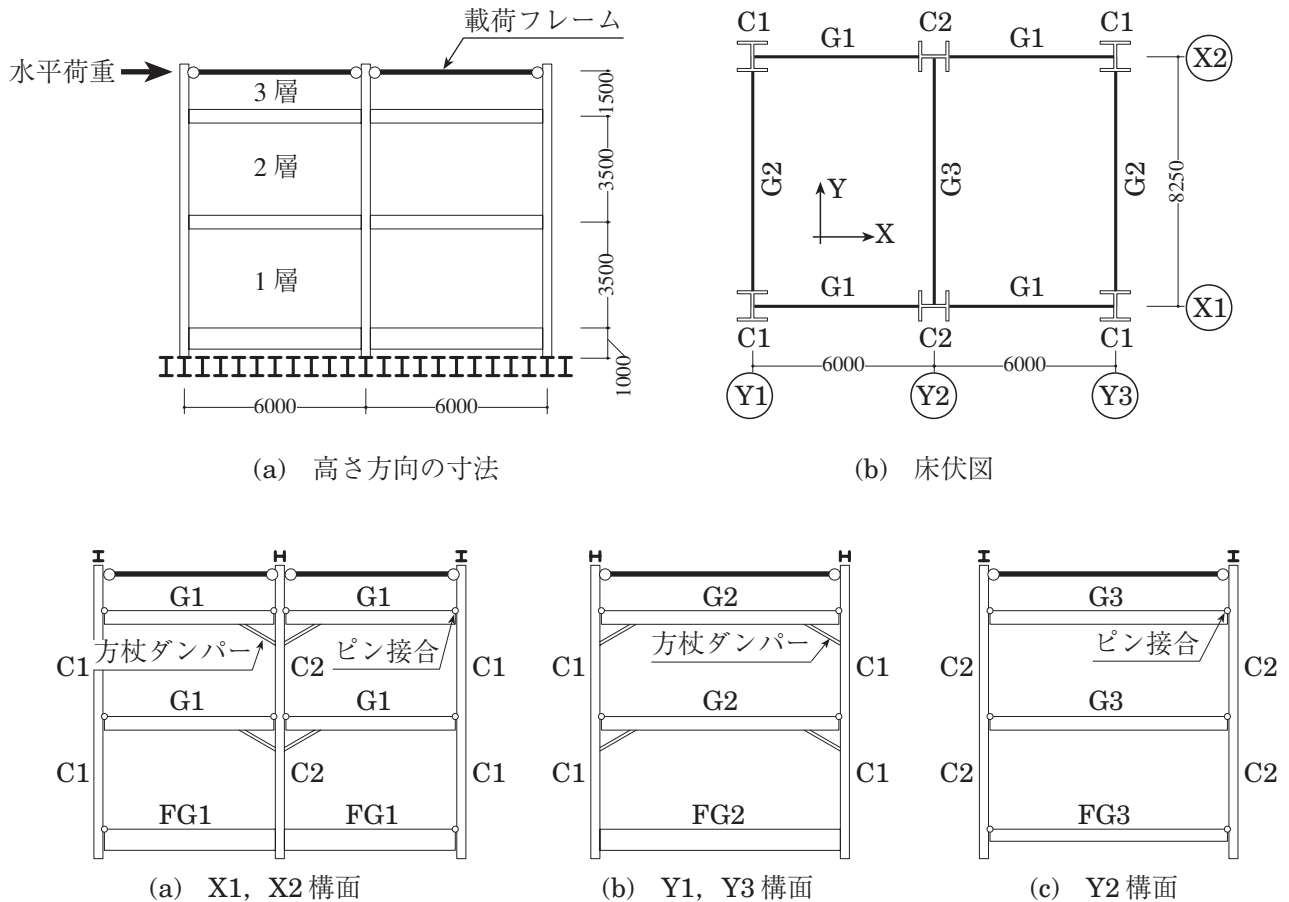


図 3.10 実大試験体骨組

を想定しているが、実験ではピン接合となるように反力床にボルトにより接合している。H 形断面柱は、X・Y 両方向の方杖ダンパーが同数になるように図 3.10 に示す配置とする。

X 方向構面(X1, X2 構面)に関して、G1 梁は片側のみに方杖ダンパーを有する梁であり、3.2 節中の表現によると G_B 梁に分類される。同様に C2 柱は両側に G_B 梁が取り付く C_C 柱に分類される。Y 方向構面(Y1,Y2,Y3 構面)に関して、G2 梁は両側に方杖ダンパーを有する梁で G_A 梁に、C1 柱は片側に G_A 梁が取り付く C_D 柱に分類される。なお、Y2 構面は梁と基礎梁の両端をピン接合としているため水平荷重を負担せず鉛直荷重のみを負担する。

試験体の設計条件を以下に記す。

- ・保有水平耐力時の層のせん断力が 1,2 層ともに 750kN とする。(${}_sQ_1 = {}_sQ_2 = 750\text{kN}$)
- ・各層の床重量を 550kN とする。
- ・方杖ダンパーはすべて S 型配置とする。
- ・方杖ダンパーは鉛直荷重を負担しない。
- ・方杖ダンパーはすべて共通の断面とし、その形状は次のとおりとする。

水平方向長さ：柱フランジより 1000mm ($l_d = 1000\text{mm}$ ：図 3.10 参照)

鉛直方向長さ：梁下フランジより 600mm ($h_d = 600\text{mm}$ ：図 3.10 参照)

- ・方杖ダンパーの鋼種は SN400B 材とし、降伏応力は $235 \times 1.1\text{N/mm}^2$ とする。
- ・柱断面は 1,2 層で同一とする。
- ・柱梁の鋼種は SS400 材とし、降伏応力は $235 \times 1.1\text{N/mm}^2$ とする。
- ・柱脚に塑性ヒンジを計画するため、柱の部材種別は FA ランクの断面とする。

3.3.2 方杖ダンパーの選定

3.2.2 項の手順に従って方杖ダンパー断面を選定する。

設計条件より ${}_sQ_i = 750\text{kN}$, $h_i = 3500\text{mm}$ ($1 \leq i \leq 3$)

ここで、試験体の第 3 層は加力のために設けた層であり、2 層床梁の方杖ダンパー設計のため便宜上 $h_3 = 3500\text{mm}$ と仮定している。

$$(3.1)\text{式} \rightarrow {}_sM_i = 750 \times 3500 \times 10^{-3} = 2625\text{kNm} \quad (1 \leq i \leq 3)$$

X, Y 両方向とも $n_d = 4$ であるから、

$$(3.5)\text{式} \rightarrow {}_bM_i^{\text{end}} = \frac{1}{2 \times 4} (2625 + 2625) = 656\text{kNm} \quad (i = 1, 2)$$

$l_d = 1000\text{mm}$, $h_d = 600\text{mm}$, $\cos\varphi = 0.857$, $\sin\varphi = 0.514$ (設計条件参照)

${}_bd_i = 450\text{mm}$ (G1, G2), ${}_cd = 400\text{mm}$ (C2 強軸方向), ${}_cd = 350\text{mm}$ (C1 強軸方向) を仮定する。

- ・X 方向 G1 梁は 3.2.2 項の G_B 梁に相当するので

$$(3.7b)\text{式} \rightarrow {}_dN = \frac{656 \times 10^3}{(450 + 600)0.857} \cdot \frac{6000 - 400/2}{6000} = 705\text{kN}$$

- ・Y 方向 G2 梁は 3.2.2 項の G_A 梁に相当するので

$$(3.7a)\text{式} \rightarrow {}_dN = \frac{656 \times 10^3}{(450 + 600)0.857} \cdot \frac{8250 - 350}{8250} = 698\text{kN}$$

以上より、方杖ダンパー芯材の断面を PL-16 \times 175 とする。

$$1.1 {}_dN_y = 1.1 \times 235 \times 16 \times 175 \times 10^{-3} = 724\text{kN} > {}_dN = 705\text{kN} \quad \cdots \text{OK}$$

3.3.3 梁断面の選定

3.2.5項の手順に従って梁断面を選定する．選定した部材断面とその諸量を表3.1に示す．表中 Z_e , Z_{ep} はボルト孔による断面欠損を考慮した有効断面係数と有効塑性断面係数である．図3.11に示す断面に関して Z_e , Z_{ep} を次式で定義する．

$$Z_e = \frac{(B-2d)D^2}{6} - \frac{(B-2d-t_w)(D-2t_f)^3}{6D} \quad (3.36)$$

$$Z_{ep} = \frac{(B-2d)D^2 - (B-2d-t_w)(D-2t_f)^2}{4} \quad (3.37)$$

・X方向G1梁はG_B梁に相当するので

$$(3.21b)式 \rightarrow {}_bM_i^{\max} = 724(450+600)0.857 \cdot \frac{6000-400-1000}{6000-400} \times 10^{-3} = 535\text{kNm} \quad (i=1,2)$$

鉛直荷重による応力は図3.12より ${}_bM_i^L = 33\text{kNm} \quad (i=1,2)$

以上より，G1梁の設計用曲げモーメントは

$${}_bM = {}_bM_i^{\max} + {}_bM_i^L = 535 + 33 = 568\text{kNm}$$

$$\frac{{}_bM}{Z_e} = \frac{568 \times 10^6}{2310 \times 10^3} = 246\text{N/mm}^2 < \sigma_y = 235 \times 1.1 = 258\text{N/mm}^2 \quad \cdots \text{OK}$$

・Y方向G2梁はG_A梁に相当するので

$$(3.21a)式 \rightarrow {}_bM_i^{\max} = 724(450+600)0.857 \cdot \frac{8250-350-2 \times 1000}{8250-350} \times 10^{-3} = 487\text{kNm} \quad (i=1,2)$$

鉛直荷重による応力は図3.12より ${}_bM_i^L = 33\text{kNm} \quad (i=1,2)$

以上より，G2梁の設計用曲げモーメントは

$${}_bM = {}_bM_i^{\max} + {}_bM_i^L = 487 + 33 = 520\text{kNm}$$

図3.11 ボルト孔による断面欠損を考慮したH形断面

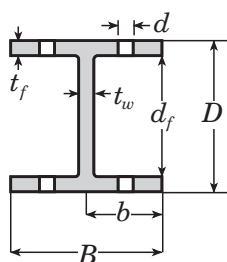


表3.1 梁部材断面

| 符号 | 断面 (鋼種) | A (mm ²) | Z (mm ³) | Z _e (mm ³) | Z _{ep} (mm ³) | M _{ey} (kNm) | 単位重量 (kN/m) |
|----|----------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------|----------------|
| G1 | H-450×250×12×25 (SS400) | 174.4×10 ² | 2820×10 ³ | 2310×10 ³ | 2710×10 ³ | 598 | 1.34 |
| G2 | H-450×250×9×22 (SS400) | 148.0×10 ³ | 2490×10 ³ | 2030×10 ³ | 2350×10 ³ | 526 | 1.14 |
| G3 | H-450×200×8×13 (SS400) | 83.4×10 ³ | 1170×10 ³ | 915×10 ³ | 1070×10 ³ | 229 | 0.64 |

$$\frac{{}_bM}{Z_e} = \frac{520 \times 10^6}{2030 \times 10^3} = 256 \text{ N/mm}^2 < \sigma_y = 235 \times 1.1 = 258 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \text{OK}$$

・ Y 方向 G3 梁は鉛直荷重のみを負担するので、G3 梁の設計用曲げモーメントは図 3.12 より

$${}_bM = {}_bM_i^L = 142 \text{ kNm}$$

$$\frac{{}_bM}{Z_e} = \frac{520 \times 10^6}{2030 \times 10^3} = 256 \text{ N/mm}^2 < \sigma_y = 235 \times 1.1 = 258 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \text{OK}$$

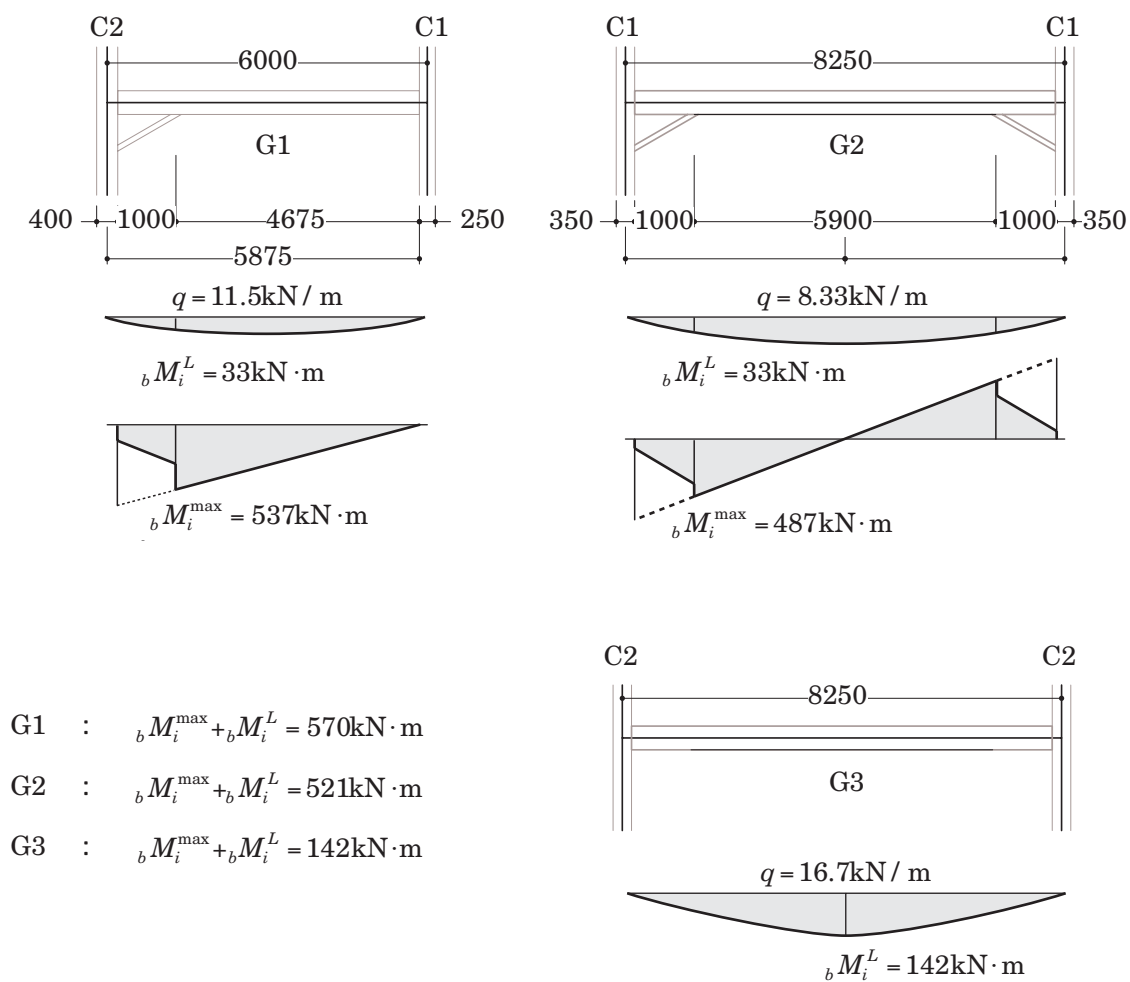


図 3.12 梁の曲げモーメント分布

3.3.4 柱断面の選定

外柱(C1)と内柱(C2)について、以下の条件を設定する。

- ・幅厚比制限－FA ランク

$$\text{フランジ} : b/t_f \leq 9.5, \quad \text{ウェブ} : d_f/t_w \leq 43 \quad (\text{図 3.11 参照})$$

- ・全塑性耐力

軸力を考慮した全塑性モーメントが、柱脚部での必要塑性モーメントを上回るよう設計する。軸力と強軸まわりの曲げを受ける H 形断面の全塑性モーメントは、次式を用いて計算する。また、ボルト孔による断面欠損も考慮する。(図 3.11 参照)

$$M_{pnX}^{eq} = m_{pnX} \cdot Z_{pX}^{eq} \cdot \sigma_y \quad (3.38)$$

m_{pnX} : 軸力による曲げ耐力の低下率

Z_{pX}^{eq} : ボルト孔による断面欠損を考慮した H 形断面強軸方向塑性断面形数

ただし、

$$m_{pnX} = 1 - \frac{(2+r_w)^2}{r_w(4+r_w)} n^2 \quad (n \leq \frac{r_w}{2+r_w} \text{ の場合}) \quad (3.39.a)$$

$$m_{pnX} = \frac{2(2+r_w)}{4+r_w} (1-n) \quad (n > \frac{r_w}{2+r_w} \text{ の場合}) \quad (3.39.b)$$

$n = N / N_y^{eq}$: 軸力比 (N_y^{eq} : ボルト孔による断面欠損を考慮した降伏軸力)

$r_w = A_w / A_f^{eq}$ (A_w : ウェブ断面積, A_f^{eq} : 断面欠損を考慮した片側フランジ断面積)

$$Z_{pX}^{eq} = \frac{(B-2d)D^2 - (B-2d-t_w)(D-2t_f)^2}{4} \quad (3.40)$$

- ・降伏耐力

保有水平耐力時に柱に生じる曲げモーメントと軸力に対して、柱部材は弾性域にとどまるよう設計する。ただし、梁部材同様ボルト孔による断面欠損を考慮する。

$$\frac{M}{Z^{eq}} + \frac{N}{A^{eq}} < \sigma_y \quad (3.41)$$

Z^{eq} : ボルト孔による断面欠損を考慮した H 形断面強軸方向の断面形数

A^{eq} : ボルト孔による断面欠損を考慮した H 形断面の断面積

- ・パネルゾーンのせん断降伏耐力

図 3.13 で影を付けた部分を方杖接合骨組のパネルゾーンと呼ぶ。崩壊機構形成時に、パネルゾーンがせん断降伏しないことを確認する。パネルゾーンに作用するせん断力 ${}_pQ$ に対して、ウェブの必要板厚 t_w^{req} を次式で求める。

表 3.2 柱部材断面

| 符号 | 断面 (鋼種) | A A' (mm ²) | Z _X Z' _X (mm ³) | Z _{pX} Z' _{pX} (mm ³) | Z _Y Z' _Y (mm ³) | Z _{pY} Z' _{pY} (kNm) | 単位重量 (kN/m) |
|----|-----------------------------|-------------------------------|---|---|---|--|----------------|
| C1 | BH-350×250×12×22 (SS400) | 146.7×10 ² | 1857×10 ³ | 2085×10 ³ | 458.7×10 ³ | 698.5×10 ³ | 1.13 |
| | | 125.6×10 ² | 1532×10 ³ | 1739×10 ³ | 242.1×10 ³ | 459.9×10 ³ | |
| C2 | BH-400×300×19×32 (SS400) | 255.8×10 ² | 3559×10 ³ | 4069×10 ³ | 961.3×10 ³ | 1470×10 ³ | 1.97 |
| | | 225.1×10 ² | 3037×10 ³ | 3504×10 ³ | 570.3×10 ³ | 1046×10 ³ | |

$$t_w^{req} = \frac{p Q}{d_f \tau_y} \quad (3.42)$$

τ_y : 降伏せん断応力 ($\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$)

以上の条件を満たす部材として表 3.2 に示す断面を仮定し以下で条件を詳細に検討する．表中の添え字 X, Y はそれぞれ強軸まわりと弱軸まわりを意味し, 下段はボルト孔欠損を考慮した断面諸量を示している．

・幅厚比の検討

$$\bigcirc \text{C1(外柱)} \quad : \quad b/t_f = 5.68 \leq 9.5 \quad , \quad d_f/t_w = 25.5 \leq 43 \quad \cdots \quad \text{O.K.}$$

$$\bigcirc \text{C2(内柱)} \quad : \quad b/t_f = 4.69 \leq 9.5 \quad , \quad d_f/t_w = 17.7 \leq 43 \quad \cdots \quad \text{O.K.}$$

・全塑性耐力, 降伏耐力, パネルゾーンせん断降伏耐力の検討

以下では, 3.2.6 項の手順に従い保有耐力時における柱の応力の算定手順を示す．

弾性域に保たれるよう部材断面を決定している．この部材断面を基に静的増分解析を行い, 設計手順の妥当性を検証する．

○ C1(外柱)の応力

C1 は片側に G_A 梁が取り付く柱であり 3.2.6 項の C_D に相当する． G_A の節点位置でのモーメントは, 1 層 2 層ともに次式で得られる．

$$(3.22) \text{式} \rightarrow {}_b M_{i,GA}^{end} = 724 \times 0.857 \times (450 + 600) \times \frac{8250}{8250 - 350} \times 10^{-3} = 680 \text{kNm}$$

これを柱の柱頭, 柱脚に分配して得られる柱の節点モーメントは,

$$(3.35a) \text{式} \rightarrow {}_c M_{2,CD}^{end} = \frac{2450 \times (2450 + 450 + 2 \times 600)}{2450 \times (2450 + 450 + 2 \times 600) + 2450 \times (2450 + 450)} \times 680 = 398 \text{kNm}$$

$$(3.35b) \text{式} \rightarrow {}_c M_{1,CD}^{end} = \frac{2450 \times (2450 + 450)}{2450 \times (2450 + 450 + 2 \times 600) + 2450 \times (2450 + 450)} \times 680 = 282 \text{kNm}$$

よって, 2 層柱の反曲点位置は次式で表される(図 3.9 参照)．

$$h_2 = 3500 \times \frac{398}{680} = 2049 \text{mm} \quad , \quad h_1 = 3500 \times \frac{282}{680} = 1451 \text{mm}$$

2 層柱の設計用応力, すなわち方杖ダンパー取り付け位置と柱脚フェイス位置での曲げモーメントは,

$$(3.28a) \text{式} \rightarrow {}_c M_2^{\max} = \frac{2049 - (600 + 450/2)}{2049} \times 398 = 238 \text{kNm}$$

$$(3.30) \text{式} \rightarrow V_B = 724 \times 0.514 + \frac{487 \times 10^3 - 724 \times (600 + 450) \times 0.857}{1000} = 208 \text{kN}$$

$$\Delta_c M_i^f = 208 \times 350 / 2 \times 10^{-3} = 36 \text{kN}$$

$$(3.28b) \text{式} \rightarrow {}_c M_1^{\max} = \frac{1451 - 450/2}{1451} \times 282 + 93 = 238 + 36 = 274 \text{kNm}$$

1 層柱の設計用応力は,

$$(3.15) \text{式} \rightarrow v_e = \frac{Z_{pX}'}{Z_X'} = \frac{2085}{1857} = 1.12 \quad \text{※ここでは, 軸力の影響を無視して簡略的に計算している}$$

$$(3.17) \text{式} \rightarrow {}_c M_2^{\max} = \frac{2675}{3500 \times (1.12 + 1) - 2675 \times 1.12} \times 391 = 236 \text{kNm}$$

○ C2(中柱)の応力

C1は両側に G_B 梁が取り付け柱であり3.2.6項の C_C に相当する。 G_A の節点位置でのモーメントは、1層2層ともに次式で得られる。

$$(3.32)\text{式} \rightarrow {}_bM_{i,GB}^{end} = 724 \times 0.857 \times (450 + 600) \times \frac{6000}{6000 - 400/2} \times 10^{-3} = 674 \text{ kNm}$$

これを柱の柱頭、柱脚に分配して得られる柱の節点モーメントは、

$$(3.26a)\text{式} \rightarrow {}_bM_{2,CC}^{end} = \frac{2450 \times (2450 + 450 + 2 \times 600)}{2450 \times (2450 + 450 + 2 \times 600) + 2450 \times (2450 + 450)} \times 2 \times 674 = 790 \text{ kNm}$$

$$(3.26b)\text{式} \rightarrow {}_bM_{1,CC}^{end} = \frac{2450 \times (2450 + 450)}{2450 \times (2450 + 450 + 2 \times 600) + 2450 \times (2450 + 450)} \times 2 \times 674 = 558 \text{ kNm}$$

よって、2層柱の反曲点位置は次式で表される(図3.9参照)。

$$h_2 = 3500 \times \frac{790}{2 \times 674} = 2051 \text{ mm}, \quad h_1 = 3500 \times \frac{558}{2 \times 674} = 1449 \text{ mm}$$

2層柱の設計用応力、すなわち方杖ダンパー取り付け位置と柱脚フェイス位置での曲げモーメントは、

$$(3.28a)\text{式} \rightarrow {}_cM_2^{\max} = \frac{2051 - (600 + 450/2)}{2051} \times 790 = 472 \text{ kNm}$$

$$(3.30)\text{式} \rightarrow V_B = 724 \times 0.514 + \frac{537 \times 10^3 - 724 \times (600 + 450) \times 0.857}{1000} = 258 \text{ kN}$$

$$\Delta {}_cM_i^f = 258 \times 400 \times 10^{-3} = 103 \text{ kNm}$$

$$(3.28b)\text{式} \rightarrow {}_cM_1^{\max} = \frac{1449 - 450/2}{1449} \times 558 + 116 = 471 + 103 = 574 \text{ kNm}$$

1層柱の設計用応力は、

$$(3.15)\text{式} \rightarrow v_e = \frac{Z_{pX}'}{Z_X'} = \frac{3504}{3037} = 1.15 \quad \text{※ここでは、軸力の影響を無視して簡略的に計算している}$$

$$(3.17)\text{式} \rightarrow {}_cM_2^{\max} = \frac{2675}{3500 \times (1.15 + 1) - 2675 \times 1.15} \times 790 = 440 \text{ kNm}$$

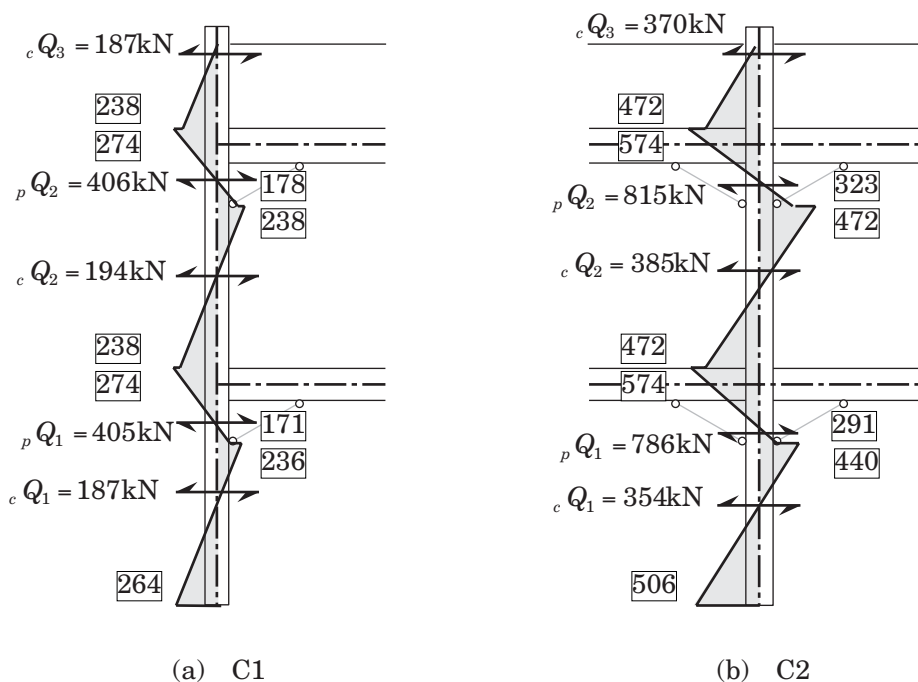


図 3.13 保有耐力時の柱の曲げモーメント分布 (単位: kNm, kN)

以上の計算により得られた、保有耐力時の柱の曲げモーメント分布を図3.13に示す。ただし、この応力状態は方杖ダンパーの降伏軸力と釣り合う応力状態であり、3.2.6項の図3.9(b)に相当するものである。すなわち、設計荷重である頂部水平荷重(図3.10(a)参照)と釣り合うものではない。想定外力に対する真の部材応力は応力解析により得られるが、ここでは図3.13に示す応力を設計応力として部材の検定をおこなう。

・柱脚の検定

軸力を考慮した柱脚の全塑性モーメントを以下に示す。軸力は長期荷重による応力と水平加力時に梁から伝わる応力を考慮して定める。また、全塑性モーメントはボルト孔による断面欠損を考慮した値である。

$$\bigcirc \text{C1} \quad : \quad N = 468\text{kN} = 0.14N_y^{eq}, \quad M_{pnX}^{eq} = 432\text{kNm} > 264\text{kNm} \quad \cdots \text{OK}$$

$$\bigcirc \text{C2} \quad : \quad N = 275\text{kN} = 0.05N_y^{eq}, \quad M_{pnX}^{eq} = 897\text{kNm} > 506\text{kNm} \quad \cdots \text{OK}$$

・柱、パネルゾーンの検定

○ C1

$$N = 180\text{kN}, \quad {}_cM_1^{\max} = 274\text{kNm} \quad (2 \text{ 層 柱脚位置})$$

$$\frac{274 \times 10^6}{1532 \times 10^3} + \frac{180 \times 10^3}{125.6 \times 10^2} = 179 + 14 = 193\text{N/mm}^2 < 259\text{N/mm}^2 \quad \cdots \text{OK}$$

$${}_pQ_2 = 406\text{kN}$$

$$t_w^{req} = \frac{406 \times 10^3}{259 / \sqrt{3} \times 306} = 9.0\text{mm} < t_w = 12\text{mm} \quad \cdots \text{OK}$$

○ C2

$$N = 275\text{kN}, \quad {}_cM_1^{\max} = 574\text{kNm} \quad (2 \text{ 層 柱脚位置})$$

$$\frac{574 \times 10^6}{3037 \times 10^3} + \frac{275 \times 10^3}{225.1 \times 10^2} = 189 + 11 = 200\text{N/mm}^2 < 259\text{N/mm}^2$$

$${}_pQ_2 = 815\text{kN}$$

$$t_w^{req} = \frac{815 \times 10^3}{259 / \sqrt{3} \times 336} = 16.2\text{mm} < t_w = 13\text{mm} \quad \cdots \text{OK}$$

3.3.5 解析による設計法妥当性の検証

前項までの手順で得られた設計結果と断面性能を表 3.3 にまとめる(図 3.10 参照)。ただし柱脚の設計に関しては、崩壊機構形成時の柱脚モーメントに対してその 1.3 倍を設計荷重とし、設計荷重下で基礎梁が弾性域に保たれるよう部材断面を決定している。この部材断面を基に静的増分解析を行い、設計手順の妥当性を検証する。

解析モデルは図 3.14 に示す詳細解析モデルを用いる。これは、柱梁を曲げせん断材に、ダンパーを軸力材に線材置換したモデルであり、部材長や梁の回転中心を忠実に再現するために適当な位置に剛体を配置したモデルである。このモデルの妥当性は文献 3-3)において確認されている。解析には非線形解析プログラム **clap.f³⁻⁴⁾**を用いる。

解析は X、Y 両方向について行う(図 3.16, 17)。剛床仮定を適用し、骨組の対称性から X 方向の解析には X1 構面のみを用いる。強軸曲げを受ける柱脚部は図 3.15 に示すスプリットティー接合を想定し、塑性ヒンジ形成位置をボルト孔による断面欠損部とする。部材の降伏応力は表 3.4 に示す実測値を用い、材料特性は歪硬化係数が 1% の Bi-Linear 型とする。

図 3.16, 図 3.17 に矢印で示す位置を載荷点としてプッシュオーバー解析を行い、1、2 層の層せん断力-層間変形角関係の解析結果を図 3.18, 図 3.19 に示す。また、方杖ダンパー降伏から崩壊機構が形成されるまでの、塑性化の順序を図中に示す。解析の結果、層間変形角 1/25 ～ 1/20 程度の変形に対して、方杖ダンパーと柱脚以外、柱梁部材に塑性ヒンジが形成されることはなく、設計手順が妥当であったと言える。

表 3.3 部材断面一覧

| 符号 | 断面 | A [mm ²] | I_x [mm ⁴] | Z_x^{eq} [mm ³] | I_y [mm ⁴] | Z_y^{eq} [mm ³] |
|-----|------------------|---------------------------|-----------------------------|----------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| C1 | BH-350×250×12×22 | 147×10^2 | 32500×10^4 | 1710×10^3 | 5730×10^4 | 442×10^3 |
| C2 | BH-400×300×19×32 | 256×10^2 | 71200×10^4 | 3460×10^3 | 14400×10^4 | 1014×10^3 |
| G1 | BH-450×250×12×25 | 173×10^2 | 62900×10^4 | 2630×10^3 | - | - |
| G2 | BH-450×250×9×22 | 147×10^2 | 55400×10^4 | 2270×10^3 | - | - |
| G3 | H-400×200×8×13 | 81.9×10^2 | 23000×10^4 | 1040×10^3 | - | - |
| FG1 | BH-700×200×12×22 | 167×10^2 | 129000×10^4 | 3560×10^3 | - | - |
| FG2 | BH-700×200×12×22 | 167×10^2 | 129000×10^4 | 3560×10^3 | - | - |
| FG3 | H-400×200×8×13 | 81.9×10^2 | 23000×10^4 | 1040×10^3 | - | - |

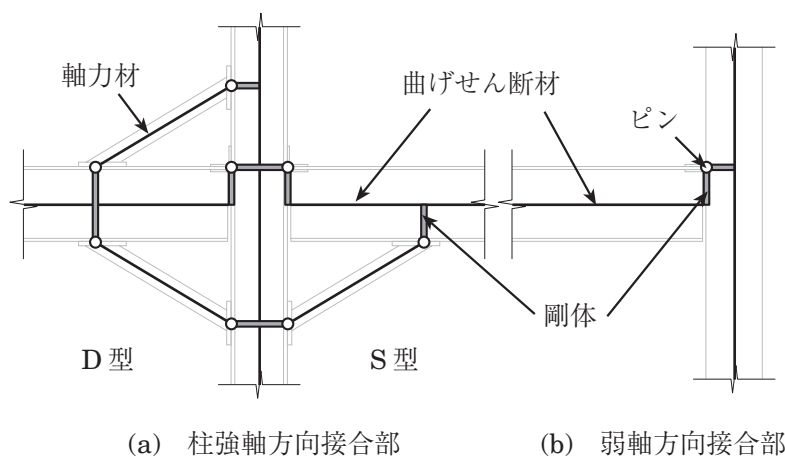


図 3.14 詳細解析モデル

表 3.4 鋼材の降伏応力 (単位: N/mm²)

| 部材 | 鋼種 | フランジ / ウェブ |
|---------|--------|------------|
| C1 | SS400 | 269 / 299 |
| C2 | SS400 | 256 / 280 |
| G1 | SS400 | 254 / 309 |
| G2 | SS400 | 276 / 295 |
| G3,FG3 | SS400 | 304 |
| FG1,FG2 | SS400 | 276 / 297 |
| 方杖ダンパー | SN400B | 292 |

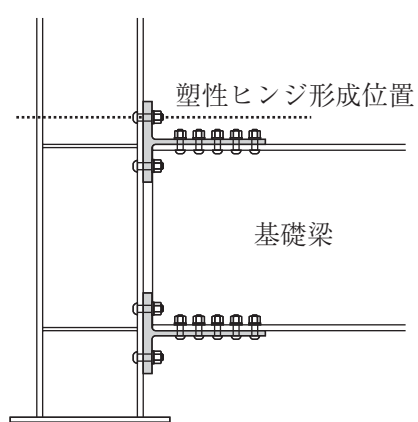
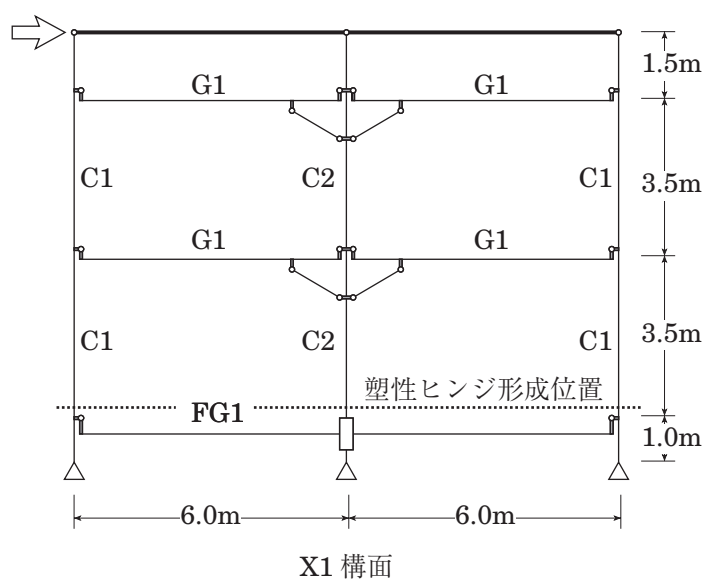
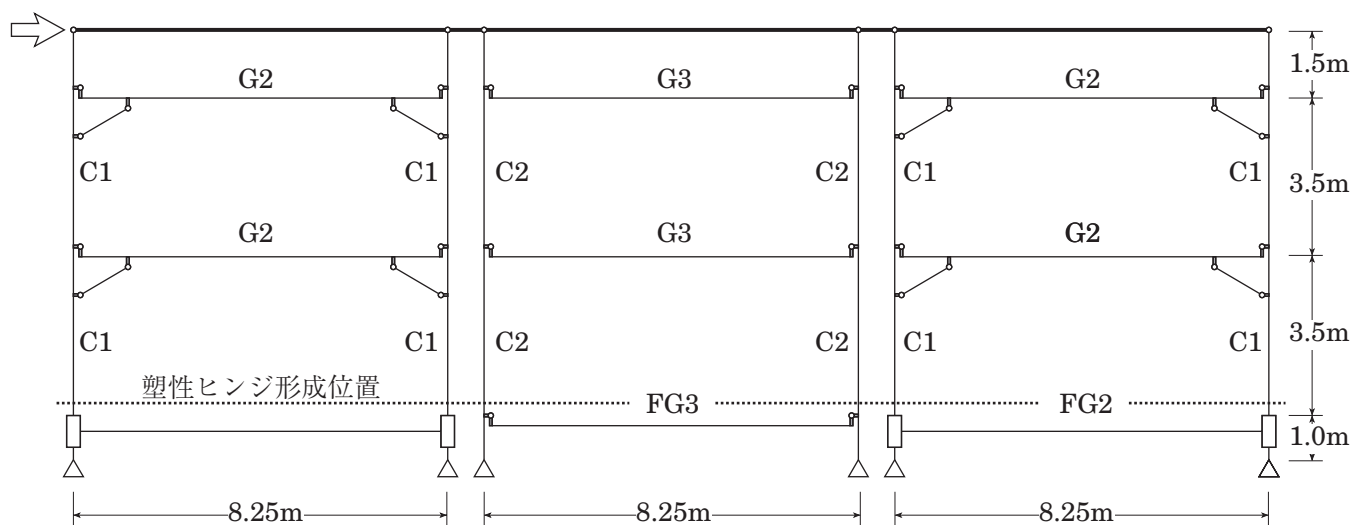


図 3.15 柱脚塑性ヒンジ形成位置



X1 構面

図 3.16 X方向解析モデル



Y1 構面

Y2 構面

Y3 構面

図 3.17 Y方向解析モデル

また，実大実験においても X 方向，Y 方向の静的载荷に対して層間変形角 0.02rad まで安定した履歴性状を呈し，方杖ダンパーの降伏後，1 層柱脚の塑性化により崩壊機構に至ることが確認されている³⁻²⁾。

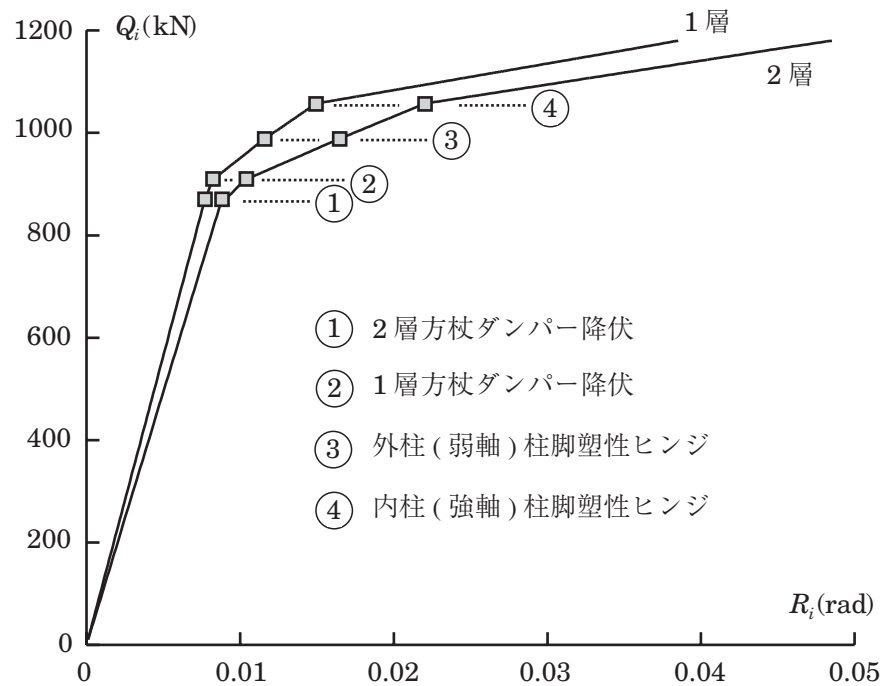


図 3.18 X 方向 層せん断力－層間変形角関係

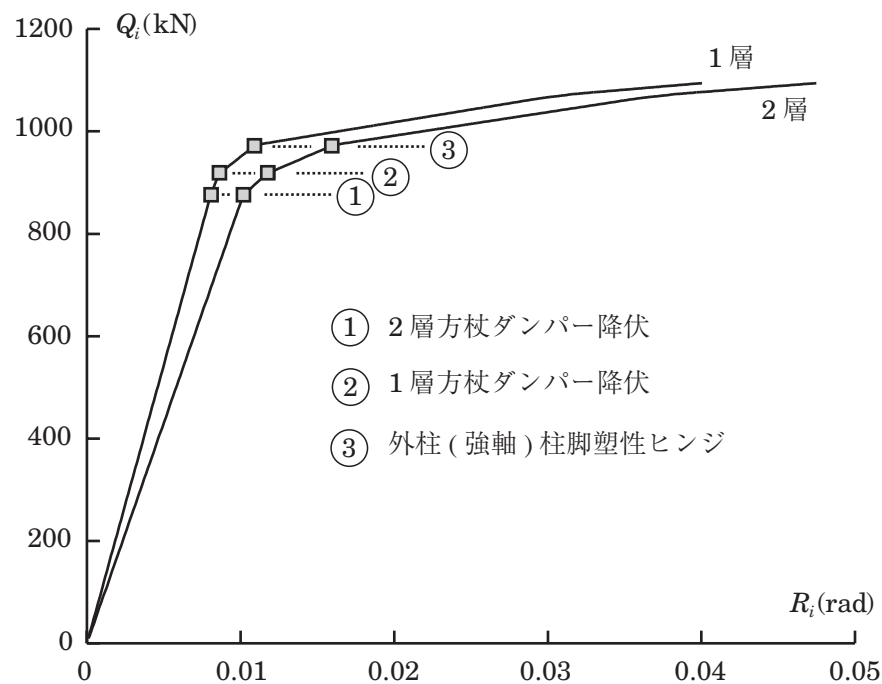


図 3.19 Y 方向 層せん断力－層間変形角関係

3.4 まとめ

本章では、方杖接合骨組に必要な保有水平耐力を付与し、終局時において1層柱脚以外の柱梁部材を弾性範囲に留めるための塑性設計の手順を示した。

設計例として実大試験体骨組の設計例を提示した上で、静的増分解析により方杖接合骨組の挙動を確認した。解析の結果、本章で提示した設計法に従った方杖接合骨組は想定通りの挙動を示すこと、すなわち柱梁部材は弾性に留めたまま、方杖ダンパーの降伏と1階柱脚の塑性ヒンジ形成により崩壊機構に至ることが確認された。

また、上記の挙動は実大試験体の静的載荷実験によっても確認されており、本章で提示した設計手順の妥当性が示されたと言える。

参考文献

- 3-1) 聲高裕治, 吹田啓一郎, 張シシユン, 安藤正和, 宇野暢芳: H形鋼柱弱軸方向と梁の高力ボルト接合に関する研究, 日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集, 第11巻, pp.641-648, 2003.11.
- 3-2) 聲高裕治, 安藤正和, 百野泰樹, 吹田啓一郎, 井上一朗: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験, 日本建築学会構造系論文集, 第595号, PP.109-116, 2005.9.
- 3-3) 吹田啓一郎, 井上一朗, 竹内一郎, 宇野暢芳: 座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合構造の力学挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第571号, pp.153-160, 2003.9.
- 3-4) 小川厚治, 多田元英: 柱梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第17回情報・システム・利用技術シンポジウム論文集, pp.79-84, 1994.12.
- 3-5) 多田元英: 任意形平面骨組の複合非線形解析プログラム CLAP.f利用説明書・解析方法説明書, 建設省建築研究所－鋼材倶楽部 耐震性能共同研究 数値解析研究会報告書 別冊 C, 1995.7.

第4章 骨組の解析方法

4.1 はじめに

方杖接合骨組の耐震安全性に関する判断基準を得るためには、その地震応答性状や、エネルギー吸収部材である方杖ダンパーに必要な塑性変形能力を、応答解析によって把握する必要がある。図4.1は方杖ダンパー接合構造を対象とし、部材の接合位置や長さを忠実に再現した詳細解析モデルである。この解析モデルは柱と梁を曲げせん断棒、方杖ダンパーを両端ピンの軸力材としている。詳細解析モデルの妥当性はすでに実験結果と比較して確認されている⁴⁾。ただし、この解析モデルは節点数や部材数が多い煩雑なモデルであり、骨組全体を対象とした応答解析には長時間を要する。

この問題を解決するには、詳細解析モデルにおける接合部周辺の自由度を縮約する工夫が必要である。文献4-2)では、柱強軸方向の接合部を対象として図4.2に示す自由度の少ない簡便力学モデルを提案し、その妥当性を確認している。この解析モデルは、接合部周辺を接合部パネル・剛棒・3種類の回転ばねで構成されている。各回転ばねの剛性と耐力は、柱と梁を反曲点位置で分割した部分架構の剛性と耐力を図4.2の簡便力学モデルと等価にする条件に基づいており、柱・梁・方杖ダンパーの各寸法と各断面諸量を用いて求められる。骨組全体の解析にあたっては、骨組の反曲点を仮定して上述の部分架構を取り出した上で各回転ばねの剛性と耐力を算定する手順を必要とする。

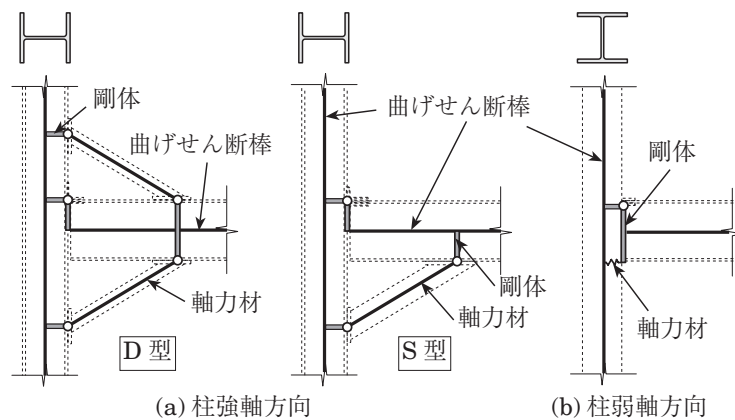


図4.1 詳細解析モデル

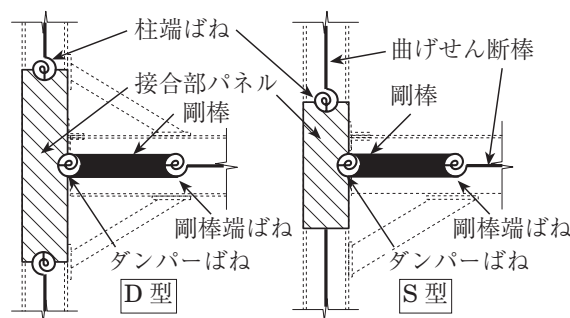


図4.2 簡便力学モデル

他方、本章では単純化モデルと称する簡易な解析モデル(図 4.3 参照)を提案する。以下に単純化モデルの利点を挙げる。

- [1] 方杖ダンパーと異なる接合形式を併用した場合にも適用可能である。
 - [2] スパンや階高が一樣でない非対称なものを含めて、任意の方杖接合骨組への適用が容易である。
- 本章では、単純化モデルの解析法を示すとともに単純化モデルの妥当性を検証する。検証は、方杖接合骨組の載荷実験結果との比較および、詳細解析モデルの静的増分解析・地震応答解析の結果との比較によりおこなう。

4.2 単純化モデルの解析方法

4.2.1 単純化モデル概要

図 4.3 に単純化モデルの概要を示す。方杖ダンパーと柱・梁によってトラスが構成される領域を接合部領域と呼ぶ。方杖ダンパー接合構造について、単純化モデルは以下のように定義される。

- [1] 接合部領域内の柱を接合部パネルと見なす。
- [2] 接合部領域内の梁と方杖ダンパーを、接合要素と称する線材に置換する。
- [3] 接合部領域外の柱梁は曲げせん断棒とする。

方杖接合骨組において、H 形断面柱弱軸方向の梁との接合には、パイ形ダンパー^{4.3)}を用いた接合方法や梁上フランジのみをスプライスプレートによりピン接合とする接合方法^{4.4)}が想定される。これらの接合部の力学挙動についても図 4.3(b)に示す接合要素によってモデル化する。

単純化モデルは方杖接合骨組を対象とするため、柱梁は弾性挙動を前提とする。ただし、方杖接合骨組において唯一塑性ヒンジが形成される 1 層柱脚の挙動は、弾塑性回転ばねを用いて表現する。したがって、方杖接合骨組の単純化モデルは曲げせん断棒・接合部パネル・接合要素・回転ばねの 4 種類の部材で構成される(図 4.4 参照)。

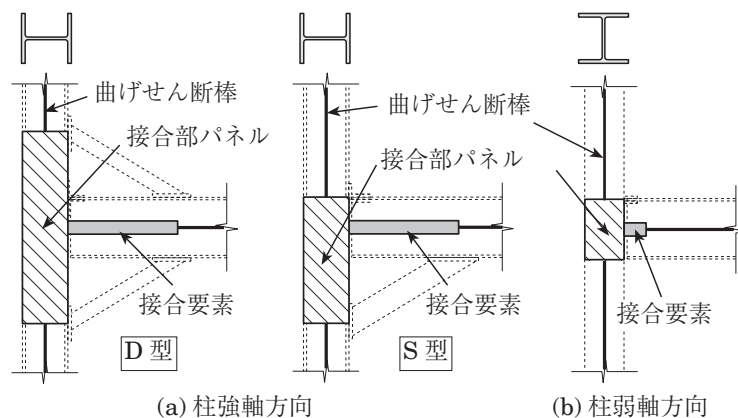


図 4.3 単純化モデル

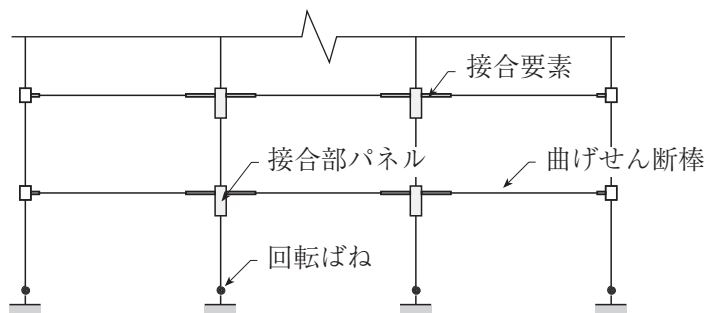


図 4.4 単純化モデル骨組の構成要素

4.2.2 解析方法概要

単純化モデルは平面骨組モデルであり，各節点は水平変位，鉛直変位，回転角の合計3自由度を有する．さらに，接合部パネルを配置した節点はパネルのせん断変形角の自由度を加えて合計4自由度を持つこととなる(4.2.8(b) 参照)．複数の構面で構成される立体骨組は剛床仮定にもとづく変位等置(4.2.8(c) 参照)を用いてモデル化する．

曲げせん断棒と接合部パネルは弾性，回転ばねと接合要素は弾塑性の要素であり，それぞれの部材構成則を4.2.3項～4.2.6項に示している．接合要素と回転ばねは曲げせん断棒の端部に取り付く要素として扱い，骨組全体の部材剛性方程式に考慮する(4.2.7 項 参照)．

4.2.3 曲げせん断棒の力学挙動

曲げせん断棒は，図4.5に示すとおり両端の回転角と軸方向変形の3自由度を有する弾性要素である．以下で，要素のせん断変形を考慮した部材増分剛性方程式を誘導する．

図4.5の部材両端の回転角を，曲げ変形に起因する回転角(図4.6)とせん断変形に起因する変形角(図4.7)に分離する．せん断変形を無視した場合，すなわち図4.6の系に関する増分剛性方程式は次式で表される．

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta_m M_a \\ \Delta_m M_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4EI}{l} & \frac{2EI}{l} \\ 0 & 0 & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta_b \theta_a \\ \Delta_b \theta_b \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

ここで，

- E : ヤング係数
- A : 部材の断面積
- I : 部材の断面2次モーメント
- l : 部材長

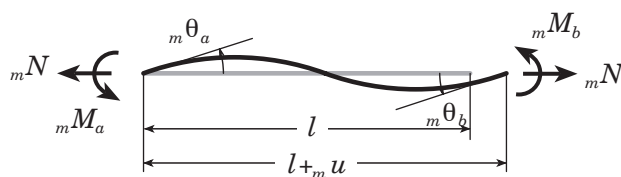


図 4.5 曲げせん断棒の要素端変位と要素端力



図 4.6 部材の曲げ変形

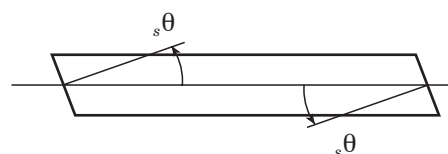


図 4.7 部材のせん断変形

(4.1)式より，曲げ変形による部材両端の回転角増分は次式で得られる．

$$\begin{Bmatrix} \Delta_b \theta_a \\ \Delta_b \theta_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l}{3EI} & -\frac{l}{6EI} \\ -\frac{l}{6EI} & \frac{l}{3EI} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_m M_a \\ \Delta_m M_b \end{Bmatrix} \quad (4.2)$$

一方，図 4.7 に示すせん断変形による材端回転角増分 $\Delta_s \theta$ とせん断力増分 ΔQ の関係は次式で表される．

$$\Delta Q = \frac{\Delta_m M_a + \Delta_m M_b}{l} = GA_s \Delta_s \theta \quad (4.3)$$

ここで，

G : せん断弾性係数

A_s : 部材のせん断断面積

(4.3)式より，せん断変形角増分 $\Delta_s \theta$ は次式で得られる．

$$\Delta_s \theta = \frac{\Delta_m M_a + \Delta_m M_b}{GA_s} \quad (4.4)$$

図 4.5 の材端回転角増分は曲げ変形成分とせん断変形成分の和として次式で与えられる．

$$\Delta_m \theta_a = \Delta_b \theta_a + \Delta_s \theta \quad (4.5.a)$$

$$\Delta_m \theta_b = \Delta_b \theta_b + \Delta_s \theta \quad (4.5.b)$$

(4.1), (4.2), (4.4), (4.5)式を整理して，曲げせん断棒要素の増分剛性方程式は次式で表される．

$$\begin{Bmatrix} \Delta_m N \\ \Delta_m M_a \\ \Delta_m M_b \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} {}_m k_{11} & {}_m k_{12} & {}_m k_{13} \\ & {}_m k_{22} & {}_m k_{23} \\ sym. & & {}_m k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_m u \\ \Delta_m \theta_a \\ \Delta_m \theta_b \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

ここで，

$${}_m k_{11} = \frac{EA}{l}, \quad {}_m k_{12} = {}_m k_{13} = 0 \quad (4.7.a), (4.7.b)$$

$${}_m k_{22} = {}_m k_{33} = \frac{4EI(3EI + GA_s l^2)}{l(12EI + GA_s l^2)} \quad (4.7.c)$$

$${}_m k_{23} = -\frac{2EI(6EI - GA_s l^2)}{l(12EI + GA_s l^2)} \quad (4.7.d)$$

4.2.4 接合部パネルの力学挙動

接合部パネルは，一様なせん断変形とそれに対応する接合部パネルモーメントの 1 自由度だけを有する弾性部材である．柱強軸方向の接合部パネルは，通常の接合部パネルに比べてアスペクト比が大きいため

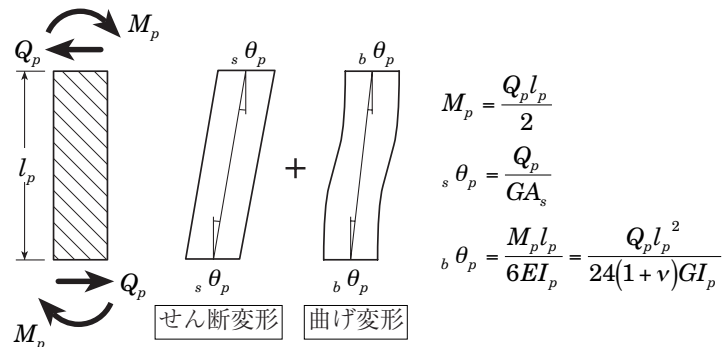


図 4.8 接合部パネル

曲げ変形成分が無視できない．そこで，この曲げ変形を簡略的に考慮するためにパネルのせん断断面積を低減する手法を以下に示す．

図4.8に示すように，パネルの上下縁に作用するせん断力 Q_p に対して反曲点位置をパネル中央と仮定する．つまり，パネルの上下縁には逆対称の曲げモーメント M_p が作用していると考え．これらの力に対して，パネル上下縁の回転角をせん断変形成分 ${}_s\theta_p$ と曲げ変形成分 ${}_b\theta_p$ にわけるとそれぞれ次式で表される．

$${}_s\theta_p = \frac{Q_p}{GA_s} \quad (4.8)$$

$${}_b\theta_p = \frac{M_p l_p}{6EI_p} \quad (4.9)$$

ここで，

I_p : 接合部パネルの断面2次モーメント

l_p : 接合部パネルのせい

また仮定より $M_p = Q_p l_p / 2$ が成り立つので ν : ポアソン比を用いて(4.9)式を次式に変換する．

$${}_b\theta_p = \frac{M_p l_p}{6EI_p} = \frac{Q_p l_p^2}{24(1+\nu)GI_p} \quad (4.10)$$

よって，パネルの上下縁での回転角 θ_p は(4.8), (4.10)式を用いて次式で表される．

$$\theta_p = {}_s\theta_p + {}_b\theta_p = \frac{1}{G} \left(\frac{1}{A_s} + \frac{l_p^2}{24(1+\nu)I_p} \right) Q_p \quad (4.11)$$

以上より，単純化モデルにおける接合部パネルのせん断断面積 $\overline{A_s}$ は次式により求められる．

$$\frac{1}{\overline{A_s}} = \frac{1}{A_s} + \frac{l_p^2}{24(1+\nu)I_p} \quad (4.12)$$

4.2.5 回転ばねの力学挙動

回転ばねは柱または梁の端部に設置され，回転角と対応する材端モーメントの1自由度だけを有する弾塑性要素である．方杖接合骨組の単純化モデルでは，1層柱脚の弾塑性挙動をモデル化するために適用される．履歴特性は移動硬化形の **bi-linear** とする．

4.2.6 接合要素の力学挙動

図4.9に，接合部領域内の梁と方杖ダンパーを詳細解析モデルと同様に線材置換したものを示す．接合要素は，梁と方杖ダンパーの力学特性を考慮し， i, j 点の力と変位の関係が等価な線材に置換したものであ

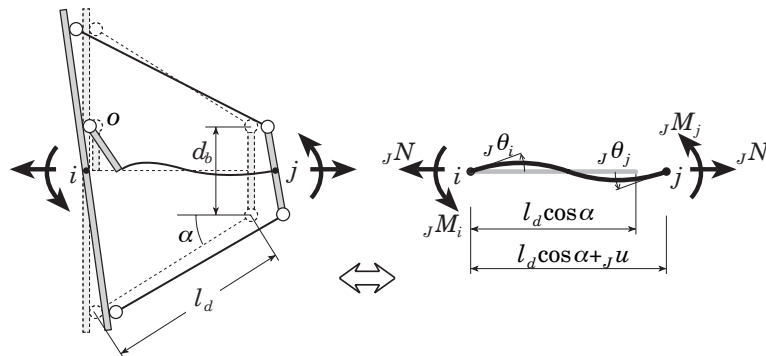


図4.9 接合要素の力学系

図4.10 接合要素の要素端変位と要素端力

り，図4.10に示すように軸方向変形と各材端回転角増分の3自由度を有する．ただし， i は柱側， j は梁側の節点である．以下では，接合要素の部材剛性方程式と，塑性化ならびに負荷・除荷の判定法について説明する．

(a) 部材剛性方程式

部材の寸法を図4.9中の記号で定義し，接合要素の要素端変位と要素端力を図4.10中の記号で定義する．接合要素は3自由度を有する部材であり，その増分剛性方程式は 3×3 の行列を用いて表現される．以下では，図4.9の力学系をもとに内部自由度を縮約し接合要素の増分剛性方程式を誘導する．

図4.9に示す接合要素の力学系は接合部領域内の梁(以下，「梁要素」と呼ぶ)と方杖ダンパー(以下，「ダンパー要素」と呼ぶ)で構成される．

まず，接合要素内の梁要素に関して以下の仮定を設け増分剛性方程式を導く．

- ・ 塑性化せず弾性挙動のみを示す．
- ・ 軸方向変形を無視し，曲げとせん断変形のみを考慮する．

上記仮定に従い梁要素の要素端変位と要素端力を図4.11の記号で定義すると，これらの増分剛性方程式は曲げせん断棒の増分剛性方程式(4.6)式に倣って次式で表される．ただし， i' は梁要素の柱側節点を意味する．(図4.9 参照)

$$\begin{Bmatrix} \Delta_b M_{i'} \\ \Delta_b M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} {}_b k_{11} & {}_b k_{12} \\ \text{sym.} & {}_b k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_b \theta_{i'} \\ \Delta_b \theta_j \end{Bmatrix} \quad (4.13)$$

ただし，

$${}_b k_{11} = {}_b k_{22} = \frac{4EI_b (3EI_b + GA_{bw} l_d^2 \cos^2 \alpha)}{l_d \cos \alpha (12EI_b + GA_{bw} l_d^2 \cos^2 \alpha)} \quad (4.14.a)$$

$${}_b k_{12} = - \frac{2EI_b (6EI_b - GA_{bw} l_d^2 \cos^2 \alpha)}{l_d \cos \alpha (12EI_b + GA_{bw} l_d^2 \cos^2 \alpha)} \quad (4.14.b)$$

ここで，

I_b : 梁の断面2次モーメント

A_{bw} : 梁のせん断断面積

また，梁要素に作用する軸力 ${}_b N$ は，梁の回転中心(図4.9のo点)まわりのモーメント釣合より，次式で与えられる．

$${}_b N = \frac{{}_b M_{i'}}{d_b / 2} \quad (4.15)$$

(4.13)式を次式のように表現する．

$$\{\Delta_b p\} = [{}_b k] \{\Delta_b u\} \quad (4.16)$$

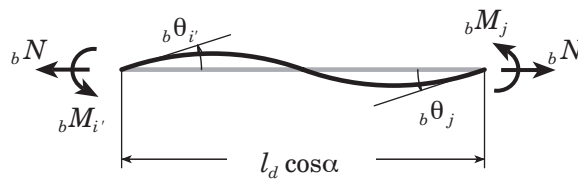


図4.11 梁要素の要素端変位と要素端力

ただし,

$$\{ {}_b u \} = \{ {}_b \theta_{i'} \quad {}_b \theta_j \}^T \quad (4.17.a)$$

$$\{ {}_b p \} = \{ {}_b M_{i'} \quad {}_b M_j \}^T \quad (4.17.b)$$

次にダンパー要素の増分剛性方程式を示す．ダンパー要素は梁の上下(S 型の場合は下側のみ)それぞれが移動硬化型bi-linearの履歴特性を有するものとする．梁上側ダンパー要素の軸方向伸びと軸力をそれぞれ, ${}_d \delta_u, {}_d N_u$ と定義し, 同様に梁下側ダンパー要素の伸びと軸力をそれぞれ ${}_d \delta_l, {}_d N_l$ と定義する．ダンパー要素には軸力のみが作用し, その増分剛性方程式は次式で表される．

$$\begin{Bmatrix} \Delta_d N_u \\ \Delta_d N_l \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{c_u EA_{d1}}{l_d} & 0 \\ 0 & \frac{c_l EA_{d2}}{l_d} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_d \delta_u \\ \Delta_d \delta_l \end{Bmatrix} \quad (4.18)$$

ただし,

- A_{d1} : 梁上側方杖ダンパーの断面積
- A_{d2} : 梁下側方杖ダンパーの断面積
- c_u : 上側方杖ダンパーの弾塑性状態を表す係数
(弾性時:1, 塑性負荷時:歪硬化係数, S 型:0)
- c_l : 下側方杖ダンパーの弾塑性状態を表す係数
(弾性時:1, 塑性負荷時:歪硬化係数)

c_u, c_l はそれぞれ上下ダンパー要素の弾塑性状態を表す係数であり, 弾性時には1が, 塑性負荷時にはダンパー芯材の歪硬化係数が相当する．また, S 型の場合は $c_l = 0$ として処理することができる．(4.18)式を次式で表す．

$$\{ \Delta_d p \} = [{}_d k] \{ \Delta_d u \} \quad (4.19)$$

ただし,

$$\{ {}_d u \} = \{ {}_d \delta_u \quad {}_d \delta_l \}^T \quad (4.20.a)$$

$$\{ {}_d p \} = \{ {}_d N_u \quad {}_d N_l \}^T \quad (4.20.b)$$

上記の梁要素とダンパー要素に関する変位自由度を縮約し, 接合要素の増分剛性方程式を導く．梁要素とダンパー要素の要素端変位 $\{ {}_b u \}, \{ {}_d u \}$ と接合要素の要素端変位 $\{ {}_j u \} = \{ {}_j u \quad {}_j \theta_i \quad {}_j \theta_j \}^T$ は, 変位の適合条件

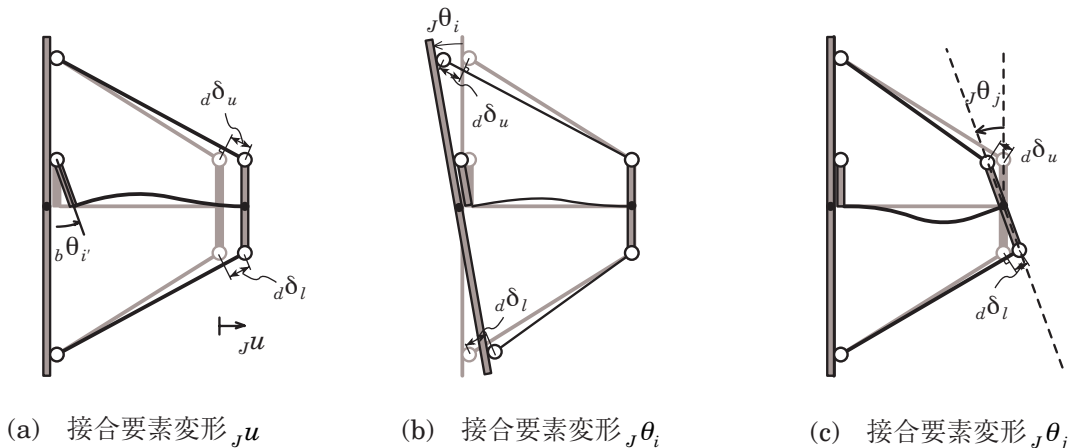


図 4.12 接合要素の変形と適合する梁要素・ダンパー要素の変形

件により関係づけられる．この関係は，図4.12に示すように接合要素の変形がそれぞれ独立に生じた場合を参照して次式で表される．

$$\{\Delta_b u\} = [{}_b T_J] \{\Delta_J u\} \quad (4.21)$$

$$\{\Delta_d u\} = [{}_d T_J] \{\Delta_J u\} \quad (4.22)$$

ここで，

$$[{}_b T_J] = \begin{bmatrix} \frac{2}{d_b} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

$$[{}_d T_J] = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \left(\frac{d_b}{2} + l_d \sin \alpha \right) \cos \alpha & -\frac{d_b \cos \alpha}{2} \\ \cos \alpha & -\left(\frac{d_b}{2} + l_d \sin \alpha \right) \cos \alpha & \frac{d_b \cos \alpha}{2} \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

(4.21), (4.22)式をまとめて次式で表す．

$$\begin{Bmatrix} \{\Delta_b u\} \\ \{\Delta_d u\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [{}_b T_J] \\ [{}_d T_J] \end{bmatrix} \{\Delta_J u\} \quad (4.25)$$

一方，図4.13に示す節点における力の釣合条件より次式が得られる．ただし，梁要素の ${}_b N$ は(4.15)式によって ${}_b M_i$ に従属する．

$$\begin{aligned} \{\Delta_J p\} &= [{}_b T_J]^T \{{}_b p\} + [{}_d T_J]^T \{{}_d p\} \\ &= \begin{bmatrix} [{}_b T_J]^T & [{}_d T_J]^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta_b p\} \\ \{\Delta_d p\} \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (4.26)$$

また，(4.16), (4.18)式はまとめて次式で表すことができる．

$$\begin{Bmatrix} \{\Delta_b p\} \\ \{\Delta_d p\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [{}_b k] & 0 \\ 0 & [{}_d k] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta_b u\} \\ \{\Delta_d u\} \end{Bmatrix} \quad (4.27)$$

以上，(4.25), (4.26), (4.27)式より，接合要素 $i-j$ に関する増分剛性方程式は次式で表される．

$$\{\Delta_J N \quad \Delta_J M_i \quad \Delta_J M_j\}^T = [{}_J k] \{\Delta_J u \quad \Delta_J \theta_i \quad \Delta_J \theta_j\}^T \quad (4.28)$$

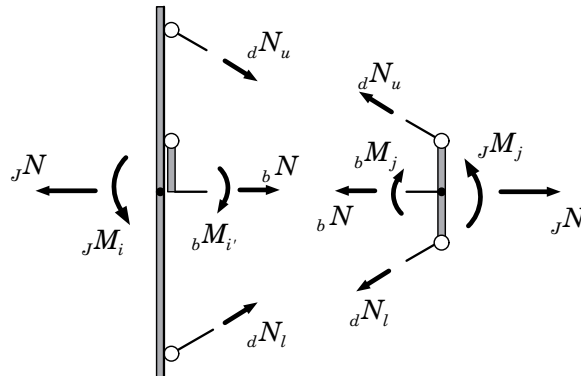


図 4.13 接合要素力学系における力の釣合

ただし,

$${}_J k_{11} = \frac{4{}_b k_{11}}{d_b^2} + \frac{(c_u A_{d1} + c_l A_{d2}) E \cos^2 \alpha}{l_d} \quad (4.29.a)$$

$${}_J k_{12} = \frac{2{}_b k_{11}}{d_b} + \frac{(c_u A_{d1} - c_l A_{d2}) E (d_b / 2 + l_d \sin \alpha) \cos^2 \alpha}{l_d} \quad (4.29.b)$$

$${}_J k_{13} = \frac{2{}_b k_{12}}{d_b} - \frac{(c_u A_{d1} - c_l A_{d2}) E d_b \cos^2 \alpha}{2l_d} \quad (4.29.c)$$

$${}_J k_{22} = {}_b k_{11} + \frac{(c_u A_{d1} + c_l A_{d2}) E (d_b / 2 + l_d \sin \alpha)^2 \cos^2 \alpha}{l_d} \quad (4.29.d)$$

$${}_J k_{23} = {}_b k_{12} - \frac{(c_u A_{d1} + c_l A_{d2}) E d_b (d_b / 2 + l_d \sin \alpha) \cos^2 \alpha}{2l_d} \quad (4.29.e)$$

$${}_J k_{33} = {}_b k_{22} + \frac{(c_u A_{d1} + c_l A_{d2}) E d_b^2 \cos^2 \alpha}{4l_d} \quad (4.29.f)$$

また,

$${}_b k_{11} = {}_b k_{22} = \frac{4EI_b (3EI_b + GA_{bw} l_d^2 \cos^2 \alpha)}{l_d \cos \alpha (12EI_b + GA_{bw} l_d^2 \cos^2 \alpha)} \quad (4.30.a)$$

$${}_b k_{12} = -\frac{2EI_b (6EI_b - GA_{bw} l_d^2 \cos^2 \alpha)}{l_d \cos \alpha (12EI_b + GA_{bw} l_d^2 \cos^2 \alpha)} \quad (4.30.b)$$

(b) 塑性化ならびに負荷, 除荷の判定

前述のとおり, 個々のダンパー要素はそれぞれが**bi-linear**型の履歴特性を有しており, 接合要素の増分剛性の変化はこれに従う. たとえば図4.14のように, 端部に接合要素を有する片持ち梁の梁端に鉛直方向の漸増荷重を与えた場合, D型では梁の回転中心からの距離の違いにより, まず下側ダンパー要素が塑性化し, その後上側ダンパー要素が降伏して崩壊機構となるため, 荷重-変形関係は**tri-linear**型となる. 一方, S型の場合は下側ダンパーの降伏のみで崩壊機構となるため, **bi-linear**型の挙動を示す. このような, 剛性の変換点および負荷・除荷の判定は, すべてダンパー要素の応力状態によって判定する.

接合要素の要素端変位とダンパー要素の軸方向変形の関係は(4.21)式で表され, 以下に再掲する.

$$\{\Delta_d \delta_u \quad \Delta_d \delta_l\}^T = [{}_d T_J] \{\Delta_J u \quad \Delta_J \theta_i \quad \Delta_J \theta_j\}^T \quad (4.31)$$

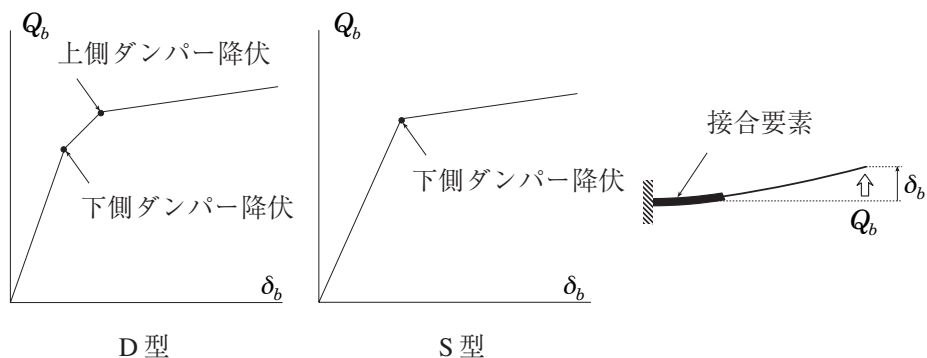


図 4.14 方杖ダンパーで接合された片持ち梁の荷重-変形関係

ただし,

$$[{}_dT_J] = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \left(\frac{d_b}{2} + l_d \sin \alpha \right) \cos \alpha & -\frac{d_b \cos \alpha}{2} \\ \cos \alpha & -\left(\frac{d_b}{2} + l_d \sin \alpha \right) \cos \alpha & \frac{d_b \cos \alpha}{2} \end{bmatrix} \quad (4.32)$$

解析では各ステップごとに(4.31)式によりダンパー要素の変形増分を算定し、塑性化ならびに負荷・除荷の判定を行う。あるステップにおいてダンパー要素が塑性化した場合を考える。図4.15に示すように、弾性時の増分剛性方程式を用いて計算されたダンパー要素の軸力は B 点で表され、これは図中 \overrightarrow{BC} で表される不釣合力 ${}_dN_{unb}$ によって C 点に補正される。これに伴い、接合要素の応力点も図4.16のように弾性時の増分剛性方程式で計算された応力点(B 点)から、ダンパー要素の降伏条件を表す曲面状の C 点へ補正されなければならない。この \overrightarrow{BC} で表される不釣合力 $\{{}_Jp_{unb}\}$ は(4.32)式の変換行列 $[{}_dT_J]^T$ を用いて次式で得られる。

$$\{{}_Jp_{unb}\} = [{}_dT_J]^T \{{}_dp_{unb}\} \quad (4.33)$$

ただし、 $\{{}_dp_{unb}\} = [{}_dN_{u\mu nb} \quad {}_dN_{d\mu nb}]^T$ であり、上下ダンパー要素の不釣合ベクトルである。また、除荷が起こったステップでは、収斂計算により弾性剛性方程式にもとづく変形と応力を計算する。

(c) 柱弱軸方向の接合要素

柱弱軸方向の接合部においては、図4.3に示すように接合部パネルと梁が接合する位置に接合要素を設ける。柱弱軸方向の接合要素の剛性行列や耐力は、図4.17に示す力学系を参照し、柱強軸方向接合要素と同様に i, j 点の力と変位の関係が等価な線材に置換する条件から導かれる。この場合、パイ形ダンパーを弾性剛性と降伏耐力が等価な軸力材に置換し、接合要素の長さは計算上支障のない程度の長さ(10mm)とする。

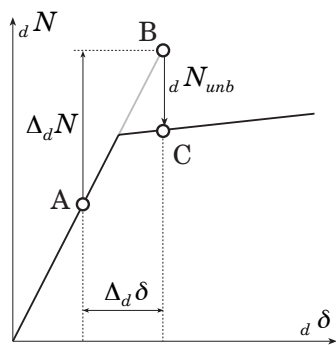


図 4.15 ダンパー要素の荷重－変形関係

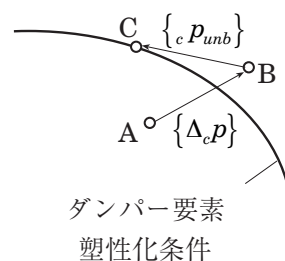


図 4.16 接合要素応力点の補正

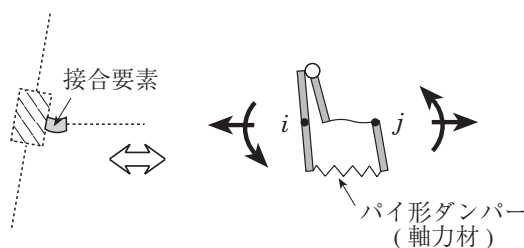


図 4.17 柱弱軸方向接合要素の力学系

4.2.7 接合要素・回転ばねを考慮した部材剛性方程式

本項では、曲げせん断棒の端部に接合要素または回転ばねを考慮した部材の剛性方程式について説明する。曲げせん断棒の端部の条件は、1. 接合要素、2. 回転ばね(ピン接合の場合を含む)、3. 剛接合の3通りで、任意の組合せが選択できる。この端部の条件を考慮した上で、図4.18に示すような部材全体の力と変位の関係を3自由度の剛性方程式で表す。

曲げせん断棒の端部に接合要素・回転ばねが接合する部材を連結材と称し、その例を図4.19に示す。曲げせん断棒と接合要素の節点、または曲げせん断棒と回転ばねの節点を連結点と呼ぶ。連結点の変位は、接合要素の場合は水平変位、鉛直変位、回転角の3自由度、回転ばねの場合は回転角のみの1自由度である。以下では、図4.19(a)の連結材を例にとり、連結点の自由度を縮約して連結材の部材剛性方程式を導く過程を説明する。

連結材両端の変位と、対応する力を図4.20中の記号と次式で定義する。

$$\{\bar{d}\} = \{\bar{u} \quad \bar{\theta}_a \quad \bar{\theta}_b\}^T \quad (4.34)$$

$$\{\bar{p}\} = \{\bar{N} \quad \bar{M}_a \quad \bar{M}_b\}^T \quad (4.35)$$

また、連結点1, 2の変位と対応する力を、図4.21に示す方向を正として次式で定義する。

$$\{{}_c\bar{d}\} = \{\bar{u}_1 \quad \bar{v}_1 \quad \bar{\theta}_1 \quad \bar{u}_2 \quad \bar{v}_2 \quad \bar{\theta}_2\}^T \quad (4.36)$$

$$\{{}_c\bar{p}\} = \{\bar{X}_1 \quad \bar{Y}_1 \quad \bar{M}_1 \quad \bar{X}_2 \quad \bar{Y}_2 \quad \bar{M}_2\}^T \quad (4.37)$$

一方、曲げせん断棒および接合要素1, 2の要素端変位と要素端力をそれぞれ次式で定義する。

$$\{{}_B d\} = \{{}_B u \quad {}_B \theta_1 \quad {}_B \theta_2\}^T \quad (4.38)$$

$$\{{}_B p\} = \{{}_B N \quad {}_B M_1 \quad {}_B M_2\}^T \quad (4.39)$$

$$\{{}_{j1} d\} = \{{}_{j1} u \quad {}_{j1} \theta_i \quad {}_{j1} \theta_j\}^T \quad (4.40)$$

$$\{{}_{j1} p\} = \{{}_{j1} N \quad {}_{j1} M_i \quad {}_{j1} M_j\}^T \quad (4.41)$$

$$\{{}_{j2} d\} = \{{}_{j2} u \quad {}_{j2} \theta_i \quad {}_{j2} \theta_j\}^T \quad (4.42)$$

$$\{{}_{j2} p\} = \{{}_{j2} N \quad {}_{j2} M_i \quad {}_{j2} M_j\}^T \quad (4.43)$$

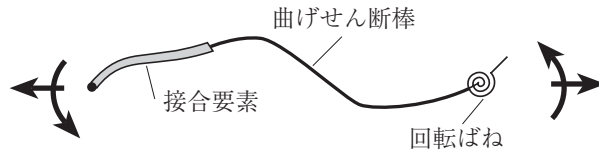
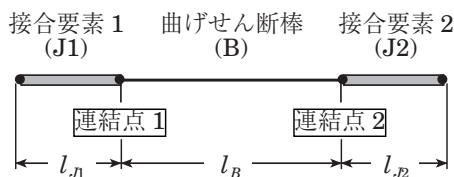
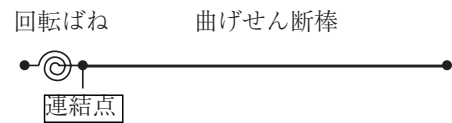


図4.18 端部に接合要素・回転ばねを有する部材



(a) 接合要素－曲げせん断棒－接合要素



(b) 回転ばね－曲げせん断棒

図4.19 連結材の例

ただし, \mathbf{u} は軸方向変形, θ は材端回転角, N は軸力, M は材端モーメントを表し, 各要素について図4.18の矢印の向きを正とする.

連結材全体で, 変位の適合条件と釣合条件式はそれぞれ次式で表される.

$$\left\{ \left\{ \Delta_B d \right\} \left\{ \Delta_{J_1} d \right\} \left\{ \Delta_{J_2} d \right\} \right\}^T = [T] \left\{ \left\{ \Delta \bar{d} \right\} \left\{ \Delta_c \bar{d} \right\} \right\}^T \quad (4.44)$$

$$\left\{ \left\{ \Delta \bar{p} \right\} \left\{ \Delta_c \bar{p} \right\} \right\}^T = [T]^T \left\{ \left\{ \Delta_B p \right\} \left\{ \Delta_{J_1} p \right\} \left\{ \Delta_{J_2} p \right\} \right\}^T \quad (4.45)$$

ここで変換行列 $[T]$ は, 図 11(a) 中に示す各要素の寸法を用いて次式で表される.

$$[T] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/l_B & 1 & 0 & -1/l_B & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/l_B & 0 & 0 & -1/l_B & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1/l_{J_1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1/l_{J_1} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/l_{J_2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/l_{J_2} & 1 \end{bmatrix} \quad (4.46)$$

(4.34), (4.35) 式で示す連結材端部の 3 自由度と, (4.35), (4.37) 式で示す連結点の 6 自由度からなる連結材全体の増分剛性方程式は, (4.44), (4.45) 式と, 各要素の構成則により次式で表される.

$$\left\{ \left\{ \Delta \bar{p} \right\} \left\{ \Delta_c \bar{p} \right\} \right\}^T = [\bar{K}] \left\{ \left\{ \Delta \bar{d} \right\} \left\{ \Delta_c \bar{d} \right\} \right\}^T \quad (4.47)$$

ただし,

$$[\bar{K}] = [T]^T \begin{bmatrix} [{}_B K] & 0 \\ 0 & [{}_{J_1} K] \\ 0 & [{}_{J_2} K] \end{bmatrix} [T] \quad (4.48)$$

ここで, $[{}_B K]$ は曲げせん断棒の弾性剛性行列, $[{}_{J_1} K]$ と $[{}_{J_2} K]$ はそれぞれ接合要素 1 と 2 の剛性行列である. $[\bar{K}]$ を分割し, (4.48) 式を次式で表現する.

$$\left\{ \left\{ \Delta \bar{p} \right\} \right\} = \begin{bmatrix} [\bar{K}_{11}] & [\bar{K}_{12}] \\ [\bar{K}_{21}] & [\bar{K}_{22}] \end{bmatrix} \left\{ \left\{ \Delta \bar{d} \right\} \right\} \quad (4.49)$$

上式を展開し, $\left\{ \Delta_c \bar{d} \right\}$ を消去することで連結点の自由度を縮約し, 連結材の増分剛性方程式が次式で表される.

$$\left\{ \Delta \bar{p} \right\} = \left([\bar{K}_{11}] - [\bar{K}_{12}] [\bar{K}_{22}]^{-1} [\bar{K}_{21}] \right) \left\{ \Delta \bar{d} \right\} + [\bar{K}_{12}] [\bar{K}_{22}]^{-1} \left\{ \Delta_c \bar{p} \right\} \quad (4.50)$$

この他に, 図 4.18 や図 4.19(b) のような連結材についても, 同様の手順で連結材の剛性方程式が得られる.

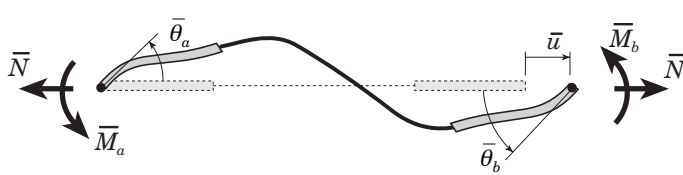


図 4.20 連結材端部の部材端変位と部材端力

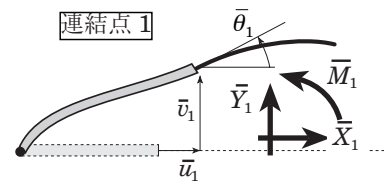


図 4.21 連結点の変位と外力

4.2.8 座標変換

本章で提案する解析法では、節点変位と接合部パネルのせん断変形角について全体増分剛性方程式を作成する。以下では、部材座標系での部材増分剛性方程式を、全体座標系での変位自由度を用いた方程式に変換する方法と、節点にパネルゾーンを考慮するための座標変換について説明する。また、剛床仮定に用いられる変位等値の手法について説明する。

(a) 全体座標系への変換

全体座標系の部材端変位 $\{\bar{u}\}$ と部材端力 $\{\bar{p}\}$ を図 4.22 と次式で定義する。

$$\{\bar{u}\} = \{\bar{u}_i \quad \bar{v}_i \quad \bar{\theta}_i \quad \bar{u}_j \quad \bar{v}_j \quad \bar{\theta}_j\}^T \quad (4.51.a)$$

$$\{\bar{p}\} = \{\bar{X}_i \quad \bar{Y}_i \quad \bar{M}_i \quad \bar{X}_j \quad \bar{Y}_j \quad \bar{M}_j\}^T \quad (4.51.b)$$

各座標系の変位の適合条件式と力の釣合式は、幾何学的非線形を考慮しない場合、座標変換行列を $[T]$ として次式で与えられる。

$$\{\Delta_m u\} = [T] \{\Delta \bar{u}\} \quad (4.52)$$

$$\{\Delta \bar{p}\} = [T]^T \{\Delta_m p\} \quad (4.53)$$

ここで、一般に全体座標系 X 軸に対して θ_R の角度をなす斜めの部材について $[T]$ は次式で与えられる。

$$[T] = \begin{bmatrix} -\cos\theta_R & -\sin\theta_R & 0 & \cos\theta_R & \sin\theta_R & 0 \\ -\frac{\sin\theta_R}{l} & \frac{\cos\theta_R}{l} & 0 & \frac{\sin\theta_R}{l} & -\frac{\cos\theta_R}{l} & 0 \\ -\frac{\sin\theta_R}{l} & \frac{\cos\theta_R}{l} & 1 & \frac{\sin\theta_R}{l} & -\frac{\cos\theta_R}{l} & 1 \end{bmatrix} \quad (4.54)$$

特に部材を柱・梁に限定し、 i 端を柱脚側または梁の左端側、 j 端を柱頭側または梁の右端側と定めることで本プログラム内では柱・梁についてそれぞれ次式の $[T]$ を用いる。

$$[T] = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ -\frac{1}{l} & 0 & 1 & \frac{1}{l} & 0 & 0 \\ -\frac{1}{l} & 0 & 0 & \frac{1}{l} & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{： 柱部材の変換行列} \quad (4.55)$$

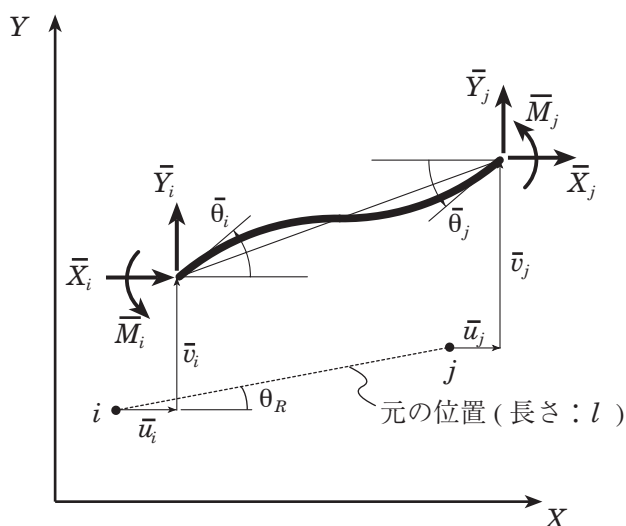


図 4.22 全体座標系の部材端変位と部材端力

$$[T] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{l} & 0 & 0 & -\frac{1}{l} & 0 \\ 0 & \frac{1}{l} & 1 & 0 & -\frac{1}{l} & 1 \end{bmatrix} \quad : \text{梁部材の変換行列} \quad (4.56)$$

部材座標系での部材増分剛性方程式(4.6)式と(4.52), (4.53)式より, 全体座標系の部材増分剛性方程式は次式で表される.

$$\{\Delta \bar{p}\} = [{}_m \bar{K}] \{\Delta \bar{u}\} \quad (4.57)$$

ここで, $[{}_m \bar{K}]$ は全体座標系における部材の増分剛性マトリックスであり, 次式で得られる.

$$[{}_m \bar{K}] = [T]^T [{}_m k] [T] \quad (4.58)$$

なお, 部材端に接合要素や部材端ばねを考慮する場合は, (4.6)式の代わりに, 前項で導いた(4.50)式の増分剛性方程式を用いて, 同様の置換を行う.

(b) 接合部パネルの挿入に伴う座標変換

端部が接合部パネルに接合される部材については, 図4.23に示すように(4.57)式で示す部材増分剛性方程式は部材端 \bar{i}, \bar{j} の諸量に関するものであり, 節点 i, j (パネル基準点) の諸量に関するものではない. 本章が提案する解析方法では, 節点変位と接合部パネルのせん断変形角について全体剛性方程式を作成するため, (4.55)の剛性方程式は, これら節点に関する諸量に変換する必要がある.

図4.24は, 図4.23中の接合位置2でパネルが取り合う場合について, 部材端 \bar{i} に関する諸量と節点 i に関する諸量の対応関係を示したものである. 節点変位 $\{u_i\}$ と節点力 $\{p_i\}$ および部材端変位 $\{\Delta \bar{u}_i\}$ と部材端力 $\{\Delta \bar{p}_i\}$ をそれぞれ次式のように定義する.

$$\{u_i\} = \{u_i \quad v_i \quad \theta_i \quad \gamma_i\}^T \quad (4.59.a)$$

$$\{p_i\} = \{X_i \quad Y_i \quad M_i \quad {}_p M_i\}^T \quad (4.59.b)$$

$$\{\bar{u}_i\} = \{\bar{u}_i \quad \bar{v}_i \quad \bar{\theta}_i\}^T \quad (4.60.a)$$

$$\{\bar{p}_i\} = \{\bar{X}_i \quad \bar{Y}_i \quad \bar{M}_i\}^T \quad (4.60.b)$$

ただし, γ_i はパネルのせん断変形角, ${}_p M_i$ はパネルモーメントである. 変位の適合条件と力の釣合条件は変換マトリックス $[T_p]$ を介して次のように与えられる.

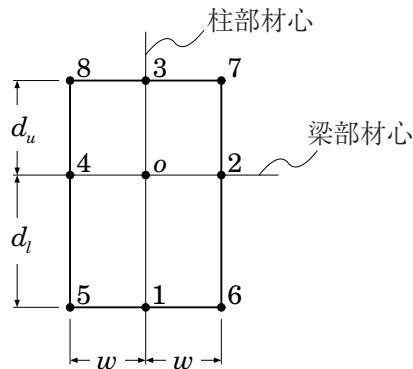


図4.23 接合部パネルと要素の接合位置

$$\{\Delta \bar{u}_i\} = [T_p] \{\Delta u_i\} \quad (4.61.a)$$

$$\{\Delta p_i\} = [T_p]^T \{\Delta \bar{p}_i\} \quad (4.61.b)$$

以下に、接合位置 $x(x=1 \sim 8, \text{図 4.24 参照})$ に対応する変換マトリックス $[{}_x T_p]$ を示す.

$$[{}_1 T_p] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & d_l & d_l \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}, \quad [{}_2 T_p] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & w & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.62), (4.63)$$

$$[{}_3 T_p] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -d_u & d_u \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}, \quad [{}_4 T_p] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -w & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.64), (4.65)$$

$$[{}_5 T_p] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & d_l & d_l \\ 0 & 1 & -w & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix}, \quad [{}_6 T_p] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & d_l & d_l \\ 0 & 1 & w & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.66), (4.67)$$

$$[{}_7 T_p] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -d_u & -d_u \\ 0 & 1 & w & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix}, \quad [{}_8 T_p] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -d_u & -d_u \\ 0 & 1 & -w & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.68), (4.69)$$

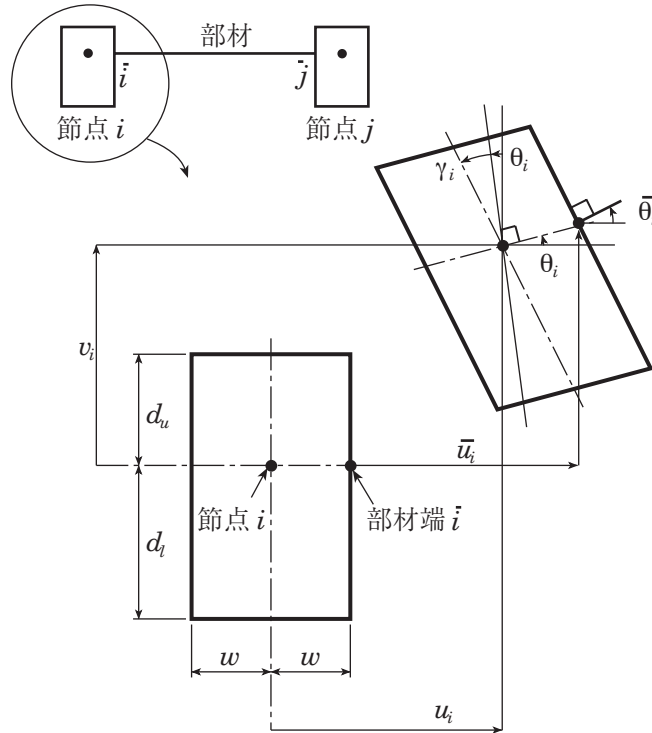


図 4.24 節点変位と部材端変位

(c) 変位等置

以下では、いくつかの節点変位を他の独立な節点変位の従属関数として定義する方法(ここでは、変位等置と呼ぶ)を示す。変位等置は、剛床の仮定に従って層を構成する節点の水平変位を等置するときや、剛体を考慮する際に用いる。

従属な変位増分 $\{\Delta v\}$ は、独立な節点変位増分 $\{\Delta u\}$ の一次線形結合で表されているものとする。すなわち、

$$\{\Delta v\} = [a]\{\Delta u\} \quad (4.70)$$

ただし、 $[a]$ は定係数で構成されるマトリックスである。

ある部材の全体座標系剛性方程式が、独立な節点変位と従属な節点変位が混在して、次式のように得られたとする。

$$\begin{Bmatrix} \{\Delta q\} \\ \{\Delta p\} \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} \{\Delta v\} \\ \{\Delta u\} \end{Bmatrix} \quad (4.71)$$

ここで、 $\{\Delta p\}$ 、 $\{\Delta q\}$ は、それぞれ $\{\Delta u\}$ 、 $\{\Delta v\}$ に対応する節点力ベクトルである。従属な節点変位増分 $\{\Delta v\}$ や節点力増分 $\{\Delta q\}$ は全体剛性方程式に含まれないので、(4.71)式は独立な変位増分と節点力増分だけを含む形に変換する必要がある。ここで、(4.71)式右辺の変位増分ベクトルは、(4.70)式を用いて次式のように表される。

$$\begin{Bmatrix} \{\Delta v\} \\ \{\Delta u\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [a] \\ [I] \end{Bmatrix} \{\Delta u\} \quad (4.72)$$

一方、 $\{\Delta q\}$ と釣り合う独立な変位成分の力を $\{\Delta p'\}$ とすると、反傾関係より次の釣合式が得られる。

$$\{\Delta p'\} = [a]^T \{\Delta p\} \quad (4.73)$$

(4.73)式は次のように書き改められる。

$$\{\Delta p\} + \{\Delta p'\} = \begin{bmatrix} [a]^T & [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta q\} \\ \{\Delta p\} \end{Bmatrix} \quad (4.74)$$

(4.71)、(4.73)、(4.74)式より、独立な節点変位だけを含む部材剛性方程式が次のように得られる。

$$\{\Delta p\} + \{\Delta p'\} = \begin{bmatrix} [a]^T & [I] \end{bmatrix} [K] \begin{Bmatrix} [a] \\ [I] \end{Bmatrix} \{\Delta u\} \quad (4.75)$$

4.2.9 静的増分解析の方法

前項までに示した理論により、全体座標系での部材剛性方程式がそれぞれの部材について得られる。これらを加算し、骨組全体の剛性方程式が得られる。本項では、この全体剛性方程式の解法を示す。

(a) 荷重増分法

節点荷重のうち、比例荷重ベクトルを $\{P_{pro}\}$ 、一定荷重ベクトルを $\{P_{con}\}$ で表し、ステップ t の比例荷重の大きさは荷重係数 λ_t を用いて $\lambda_t \{P_{pro}\}$ のように表す。荷重係数の増分 $\Delta\lambda$ が与えられたときの骨組全体の剛性増分方程式は次のように表される。

$$(\lambda_t + \Delta\lambda)\{P_{pro}\} + \{P_{con}\} = [K_t]\{\Delta u\} + \{P_{int}\} \quad (4.76)$$

上式で、 $\{\Delta u\}$ は節点変位増分、 $\{P_{int}\}$ は応力ベクトル(内力ベクトル)であり、各節点における部材端力の合力ベクトルを意味する。ステップ t で応力と外力が完全に釣り合っていれば、

$$\{P_{int}\} = \lambda_t \{P_{pro}\} + \{P_{con}\} \quad (4.77)$$

が成り立つ。しかし、弾塑性系を対象とする数値計算では、要素が塑性化するステップで内力と外力に不

釣り合いが生じるほか、数値誤差の影響もあり、一般に(4.77)式は成立しない。そこで、次式で定義される不釣り合力 $\{P_{unb}\}$ を導入する。

$$\{P_{unb}\} = \lambda_t \{P_{pro}\} + \{P_{con}\} - \{P_{int}\} \quad (4.78)$$

(4.76)式と(4.78)式から次式が得られる。

$$[K_t] \{\Delta u\} = \Delta \lambda \{P_{pro}\} + \{P_{unb}\} \quad (4.79)$$

(4.79)式の連立一次方程式を解いて節点変位増分 $\{\Delta u\}$ が得られる。

(b) 変位増分法

節点変位増分ベクトルの1つの要素を制御変位増分 Δu_c として与え、 Δu_c 以外の変位増分と荷重係数増分 $\Delta \lambda$ を未知量とする方法を変位増分法という。制御変位増分 Δu_c が最後の要素となるように(4.76)式を並べ換えて全体剛性方程式を次のように表す。

$$(\lambda_t + \Delta \lambda) \begin{Bmatrix} \{P_{pro}^u\} \\ \{P_{pro}^c\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{P_{con}^u\} \\ \{P_{con}^c\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_t^{uu}] & \{K_t^{uc}\} \\ \{K_t^{cu}\}^T & K_t^{cc} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta u^*\} \\ \Delta u_c \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{P_{int}^u\} \\ \{P_{int}^c\} \end{Bmatrix} \quad (4.80)$$

ただし上式で、 $\{\Delta u^*\}$ は Δu_c 以外の節点変位増分要素で構成されるベクトルである。未知数である $\{\Delta u^*\}$ と $\Delta \lambda$ を左辺にまとめて整理すると次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} [K_t^{uu}] & \{P_{pro}^u\} \\ \{K_t^{cu}\}^T & P_{pro}^c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta u^*\} \\ -\Delta \lambda \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{P_{unb}^u\} \\ \{P_{unb}^c\} \end{Bmatrix} - \Delta u_c \begin{Bmatrix} \{K_t^{uc}\} \\ K_t^{cc} \end{Bmatrix} \quad (4.81)$$

ここで、

$$\begin{Bmatrix} \{P_{unb}^u\} \\ \{P_{unb}^c\} \end{Bmatrix} = \lambda_t \begin{Bmatrix} \{P_{pro}^u\} \\ \{P_{pro}^c\} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \{P_{con}^u\} \\ \{P_{con}^c\} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \{P_{int}^u\} \\ \{P_{int}^c\} \end{Bmatrix} \quad (4.82)$$

(4.81)式の連立一次方程式を解いて未知節点変位増分 $\{\Delta u^*\}$ と荷重係数増分 $\Delta \lambda$ が得られる。

4.10 地震応答解析の方法

時刻 $t + \Delta t$ における運動方程式は、静的釣り合方程式(4.74)に慣性力や減衰力の項を付加して次式で表される。

$$[M] \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} + [C] \{\dot{u}_{t+\Delta t}\} + (\{P_{int}\} + [K_t] \{\Delta u\}) = \{F_{Ht+\Delta t}\} + \{P_{con}\} \quad (4.83)$$

上式で、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[C]$ は減衰マトリックスであり、 $\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}$ 、 $\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}$ は時刻 $t + \Delta t$ における加速度ベクトルと速度ベクトル、 $\{\Delta u\}$ は時間増分 Δt 間の変位増分ベクトルである。 $\{F_{Ht+\Delta t}\}$ は水平地動による動的地震外力であり、次式で表される。

$$\{F_{Ht+\Delta t}\} = -[M] \{I_H\} \ddot{y}_{Ht+\Delta t} \quad (4.84)$$

上式で、 $\ddot{y}_{Ht+\Delta t}$ は時刻 $t + \Delta t$ における水平地動加速度である。 $\{I_H\}$ は水平変位成分に関する項だけが1で他の要素は全て0のベクトルである。

減衰マトリックス $[C]$ は初期剛性比例型とし、初期剛性マトリックス $[K_0]$ と1次の固有円振動数 ω_1 、減衰定数 h_1 を用いて次式で得られる。

$$[C] = \frac{2h_1}{\omega_1} [K_0] \quad (4.85)$$

本プログラムでは、質量を代入しない自由度については静的な釣り合を満足させ、他の自由度では動的な釣り合を満足させる手法^{4.5)}を採用している。

(4.81)の微分方程式の解は数値積分によって求められる。数値積分の方法として、ここではNewmark β

法を用いることとし，以下にその概略を示す．

時刻 t と $t + \Delta t$ での運動の状態に次の関係があると仮定する．

$$\{\Delta \dot{u}\} = \frac{1}{2}(\{\ddot{u}_t\} + \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\})\Delta t \quad (4.86)$$

$$\{\Delta u\} = \{\dot{u}_t\}\Delta t + \frac{1}{4}(\{\ddot{u}_t\} + \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\})\Delta t^2 \quad (4.87)$$

上式を整理して次式が得られる．

$$\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} = -\{\ddot{u}_t\} - \frac{4}{\Delta t}\{\dot{u}_t\} + \frac{4}{\Delta t^2}\{\Delta u\} \quad (4.88)$$

$$\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} = -\{\dot{u}_t\} + \frac{2}{\Delta t}\{\Delta u\} \quad (4.89)$$

上式を(4.83)式に代入して整理すると， $\{\Delta u\}$ を未知量とする次の連立 1 次方程式が得られる．

$$\begin{aligned} & \left(\frac{4}{\Delta t^2}[M] + \frac{2}{\Delta t}[C] + [K_t] \right) \{\Delta u\} \\ & = [M] \left(\{\ddot{u}_t\} + \frac{4}{\Delta t}\{\dot{u}_t\} \right) + [C] \{\dot{u}_t\} + \{F_{Hf+\Delta t}\} + \{P_{con}\} - \{P_{inf}\} \end{aligned} \quad (4.90)$$

これを解いて変位増分 $\{\Delta u\}$ が求められると，加速度 $\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}$ ，速度 $\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}$ はそれぞれ(4.88), (4.89)式から得られる．

4.3 単純化モデルの精度検証

本節では単純化モデルの解析精度を検証する目的で、方杖接合骨組について実験結果および詳細解析モデルの解析結果を単純化モデルの解析結果と比較する。

4.3.1 実大試験体骨組の解析

3章で設計した実大試験体骨組⁵⁻⁶⁾に単純化モデルを適用し、詳細解析結果・実験結果と比較することで妥当性を検証する。

単純化モデルによる実大試験体の解析用平面骨組(X, Y方向構面)を図4.27, 28にそれぞれ示す。柱梁接合部はせん断パネルとし、柱強軸方向のパネルに関しては、せん断断面積を(4.12)式に従って低減している。柱脚塑性ヒンジ形成位置(図4.26)には完全剛塑性ばねを配置することで、柱脚の弾塑性挙動を考慮する。また、柱弱軸方向と梁との接合部は、梁端の上フランジのみをスプライスプレートによりピン接合としたものであり、これを単純化モデルでは接合要素によりモデル化する。

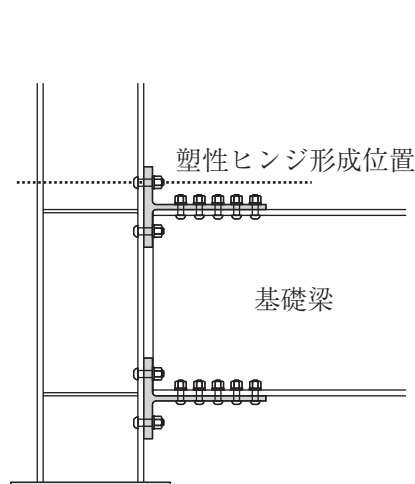
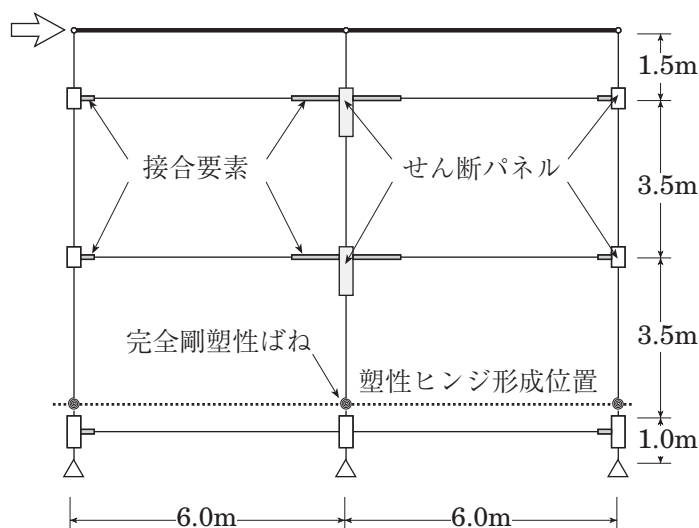
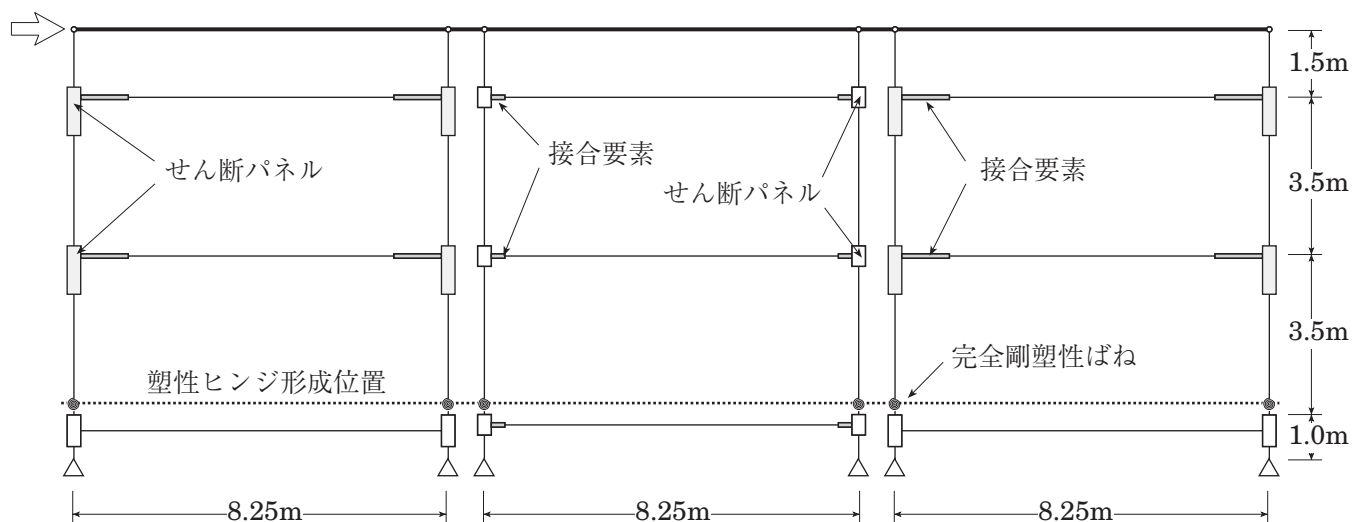


図 4.26 柱脚塑性ヒンジ形成位置



X1 構面

図 4.27 X方向単純化モデル



Y1 構面

Y2 構面

Y3 構面

図 4.28 Y方向単純化モデル

実験結果と詳細解析・単純化の両モデルによる解析結果について、図 4.29、図 4.30 に 1, 2 層の層せん断力－層間変形角関係を示す。また、表 4.1 に弾性剛性($=Q_i / R_i$)の比較を示す。ただし、弾性剛性の実験値は、振幅 1/100rad 载荷 1 サイクル目で、初期降伏荷重の 3 分の 1 までの荷重に対する割線剛性を用いた。単純化モデルによる解析結果は、弾性剛性・崩壊荷重ともに詳細解析結果とよく一致している。また、実験結果と比較すると、X, Y 両方向共に弾性剛性を過小評価しているものの、全体的により対応を示していると言える。

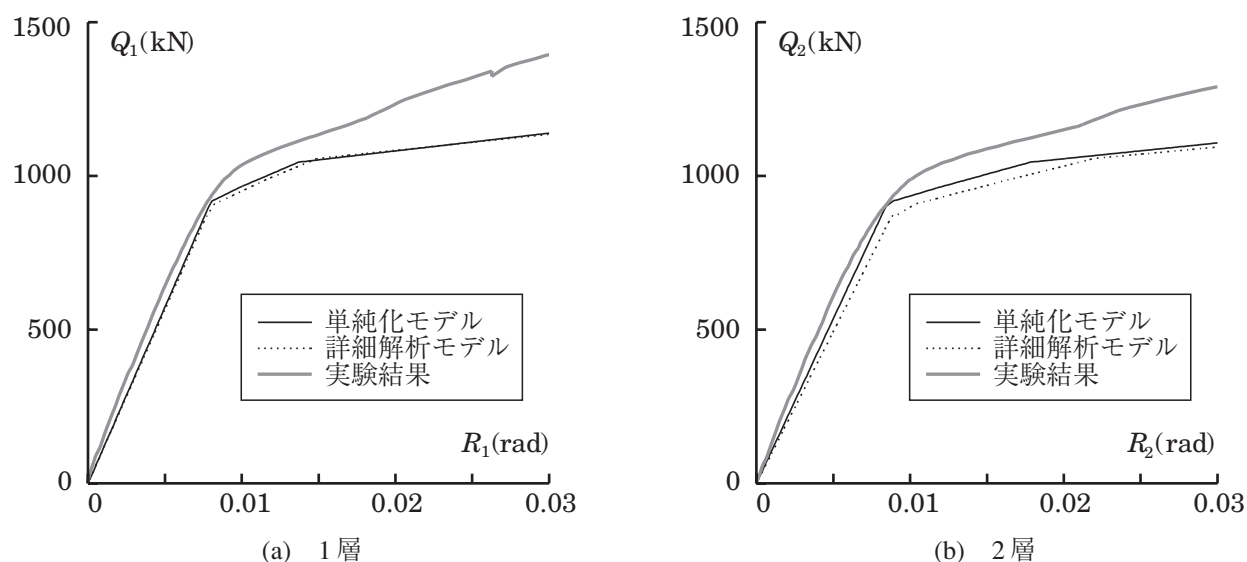


図 4.29 X 方向 荷重－変形関係

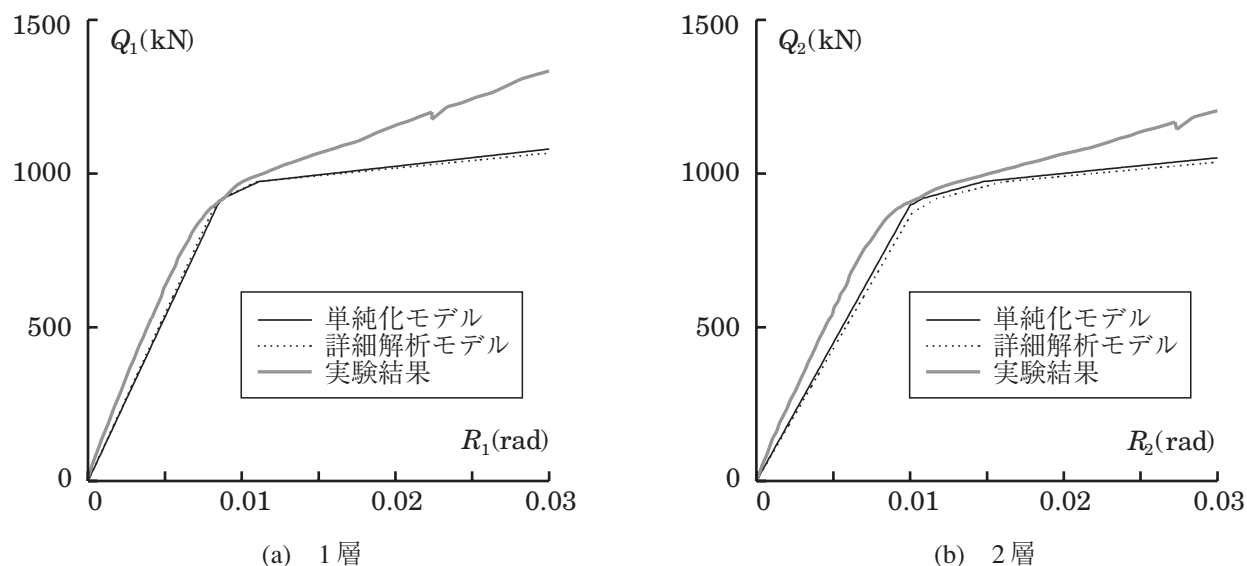


図 4.30 Y 方向 荷重－変形関係

表 4.1 弾性剛性の比較 (単位: kN/rad)

| 方向 | 層 | 単純 | 詳細 | 実験 | 単純 詳細 | 単純 実験 |
|----|---|--------|--------|--------|----------|----------|
| X | 2 | 107100 | 98820 | 117700 | 1.08 | 0.91 |
| | 1 | 114700 | 112900 | 130000 | 1.02 | 0.88 |
| Y | 2 | 89750 | 86080 | 106500 | 1.04 | 0.84 |
| | 1 | 106600 | 108700 | 126300 | 0.98 | 0.84 |

図4.31, 32には, 単純化モデルに繰り返し変位履歴を与えて解析した結果を, 実験の履歴曲線(破線)に重ねて示す. ここで解析の制御変位は, 各振幅で2層の最大層間変形角が実験値と一致するように, プッシュオーバー解析の結果に基づいて定めた. 解析値と実験値を比較すると, 剛性は良く一致しているが, 振幅が大きくなるにつれて耐力の差が増大している. 解析では, 各部材の材料特性を歪硬化係数が0.01のbi-linear型としているが, 骨組の耐力をより精度良く評価するためには部材の歪硬化について検討が必要である.

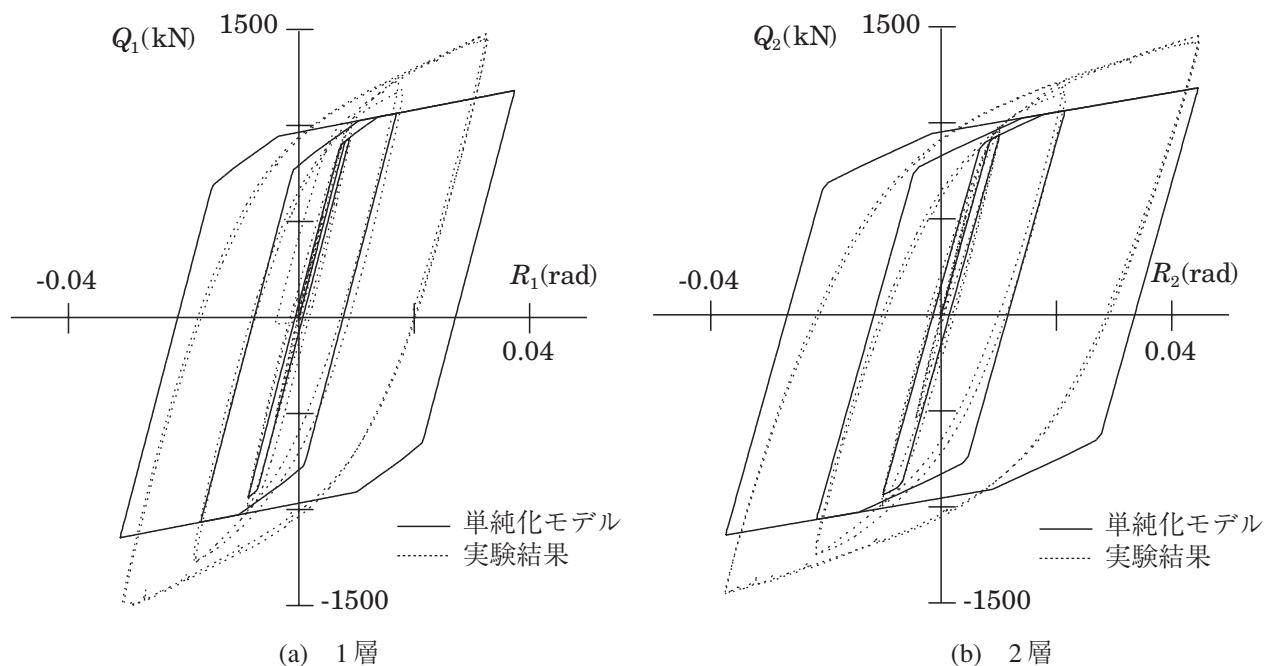


図4.31 X方向 繰り返し履歴の解析値と実験値の比較

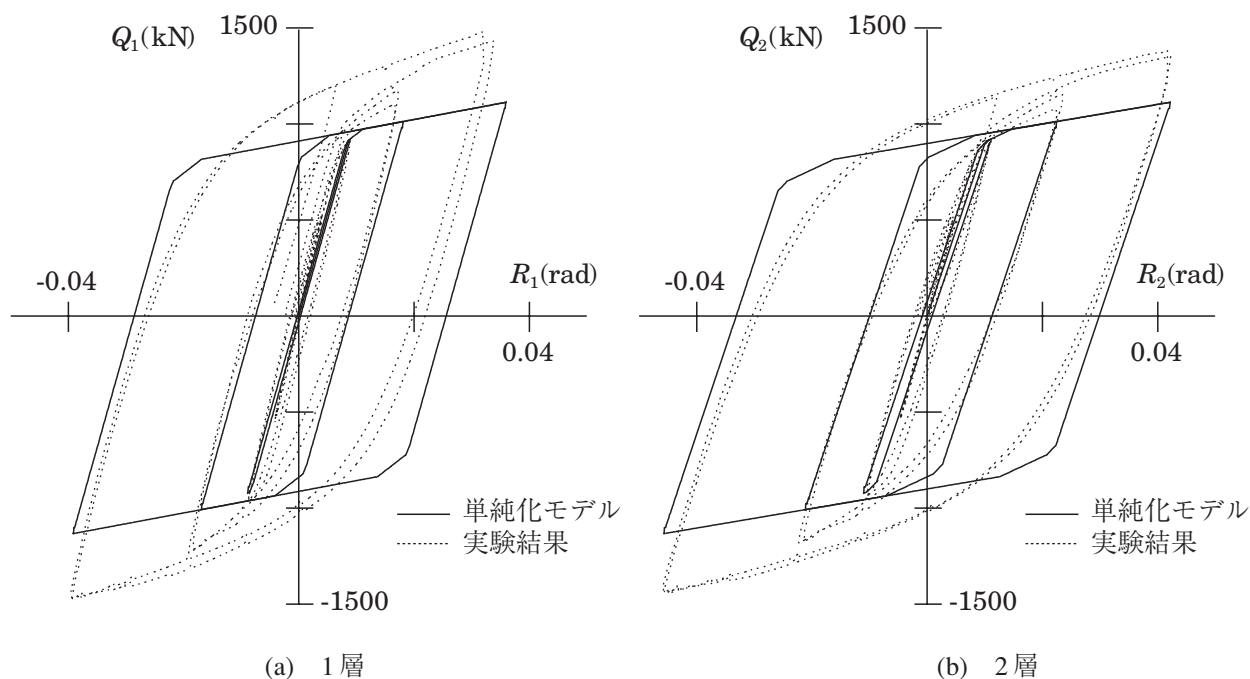


図4.32 Y方向 繰り返し履歴の解析値と実験値の比較

4.3.2 10層骨組の解析

さらに単純化モデルの妥当性を検証するため、10層の多スパン骨組について静的・動的解析を行い、詳細解析結果と比較する。骨組の地震応答性状等、解析結果について詳細は5章で述べることにし、本章では精度検証の指標となる代表的な結果について示す。解析対象骨組は図4.33、4.34に示すとおり、平面が2×3スパンで、各スパンは7m、階高は3.5mである。柱強軸方向の接合部には方杖ダンパー(S型)を配置し、柱弱軸方向の接合部にはパイ形ダンパーを適用している。

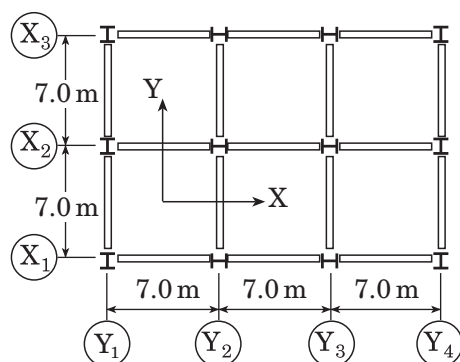


図 4.33 解析対象骨組の床伏

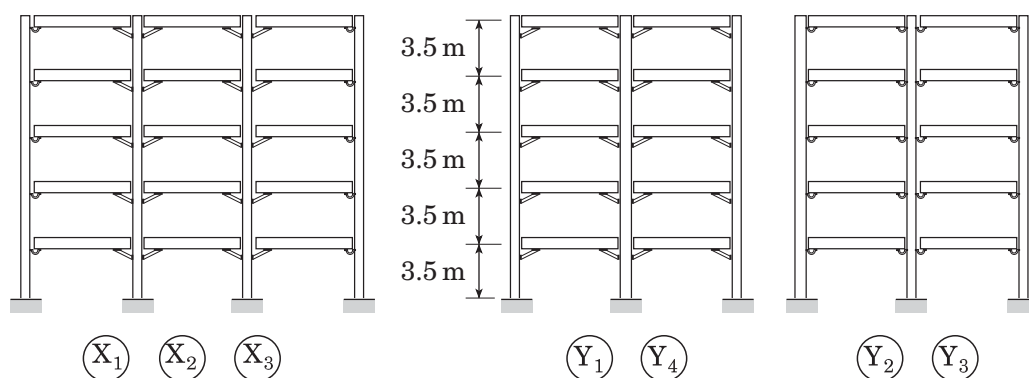


図 4.34 解析対象骨組の軸組

表 4.2 10層骨組の部材断面

| 層 | 柱(H形鋼) | 梁(H形鋼) | |
|----|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | 強軸X方向 | 強軸Y方向 |
| 10 | H-400×400×13×21 | H-450×200×9×19 | H-450×200×9×19 |
| 9 | H-400×400×13×21 | H-450×200×9×19 | H-450×200×9×19 |
| 8 | H-400×400×13×21 | H-500×200×9×19 | H-500×200×9×19 |
| 7 | H-400×400×13×21 | H-500×200×9×22 | H-500×200×9×22 |
| 6 | H-414×405×18×28 | H-500×250×9×19 | H-500×250×9×22 |
| 5 | H-414×405×18×28 | H-500×250×9×22 | H-500×250×12×22 |
| 4 | H-414×405×18×28 | H-500×250×12×25 | H-500×250×12×28 |
| 3 | H-428×407×20×35 | H-500×250×12×25 | H-500×250×12×28 |
| 2 | H-428×407×20×35 | H-500×250×12×28 | H-550×250×12×28 |
| 1 | H-428×407×20×35 | H-500×250×12×28 | H-550×250×12×28 |
| | | 弱軸梁 | H-400×200×9×12 |

部材断面を表4.2にまとめる。この断面は、単位床面積あたりの重量を 7.0kN/m^2 とし、 $D_s = 0.25$ に対応する地震荷重に対して必要保有水平耐力を満足するように、3章の設計法に従って決定されたものである。^{4.5)}ここで、パイ形ダンパーの降伏耐力は 300kN としており、最上層はパイ形ダンパーを用いずピン接合としている。

解析はX方向について行う(図4.36)。剛床仮定を適用し、各層床レベルで柱梁部材軸の交点(パネルが取り付く節点)を重心の水平変位に等置する。骨組の対称性からX方向の解析にはX1構面だけを用いる。地震応答解析において質量は重心の水平方向だけに入力する。柱脚の塑性ヒンジはGL位置で形成される。図4.36中で P_x は長期荷重を示しており $P_x = 57\text{kN}$ である。

パイ形ダンパーを用いた柱弱軸の接合部は、詳細解析モデルでは図4.35(a)のようにモデル化する。このモデルでは、パイ形ダンパーを弾性剛性と降伏耐力が等価な両端ピンの軸力材に置換している。

各部材の材料特性は、歪硬化係数が1%のBi-Linear型とする。

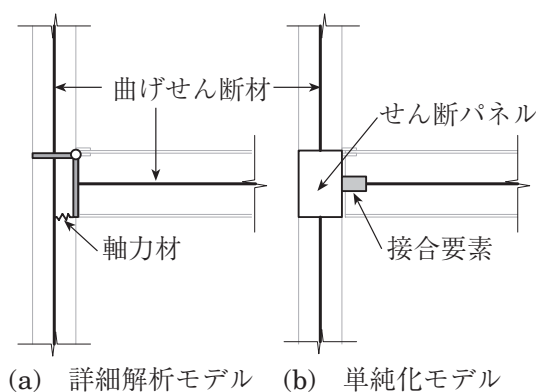


図 4.35 弱軸柱-梁接合部解析モデル

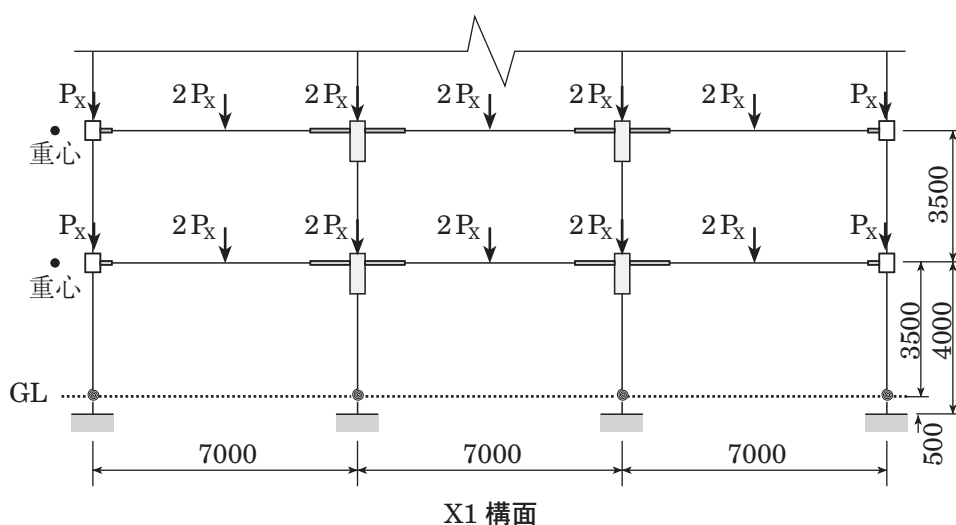


図 4.36 X方向単純化モデル

(a) 静的増分解析

設計用地震荷重を比例載荷したときの、骨組のベースシヤ係数 C_B と有効構造回転角 R^{EF} の関係を図4.37に、各層の層モーメント M_i と層間変位角 R_i の関係を図4.38に示す。ここで、有効構造回転角は設計用層モーメントを重みとする各層の層間変位角の平均値である。

弾性剛性に関して、1層を除く全層で、いずれも単純化モデルによる解析結果が詳細解析結果に対して過大評価となっているが、その誤差は3～7%程度であり、両モデルによる解析結果はよい対応を示していると言える。

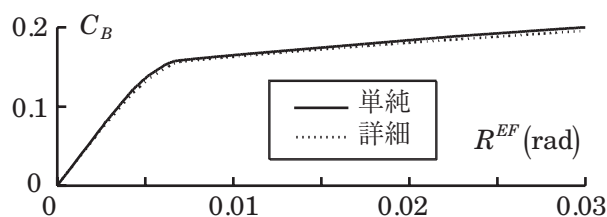


図 4.37 10層骨組のベースシヤ係数－有効構造回転角関係

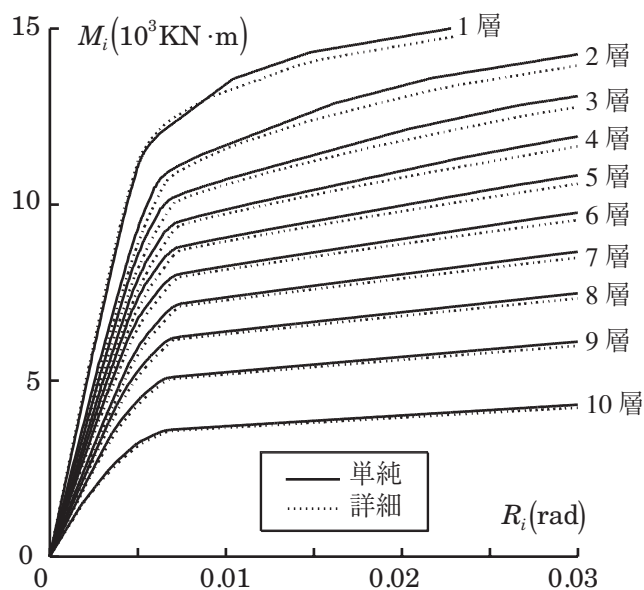


図 4.38 10層骨組の層モーメント－層間変位角関係

(b) 地震応答解析

入力地震動には、表 4.5 に示す El Centro NS(1940), Taft EW(1952), NTT 神戸駅前 B3NS(1995)の 3 種類を用いる。入力地震動の最大速度は、El Centro と Taft では 0.5m/s に設定し、NTT では原波の 0.89m/s を用いる。粘性減衰は、1 次の減衰定数が 0.02 の初期剛性比例型とする。解析の時間増分は $1/100$ 秒とする。

表 4.5 入力地震動

| 地震動 | 最大速度 | 継続時間 |
|-------------------|------------------|------|
| El Centro NS 1940 | 0.50m/s | 30s |
| Taft EW 1952 | 0.50m/s | 40s |
| NTT B3 NS 1995 | 0.89m/s | 30s |

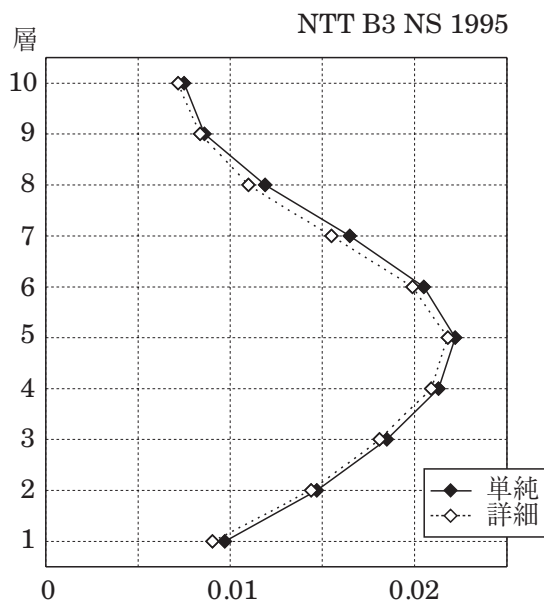
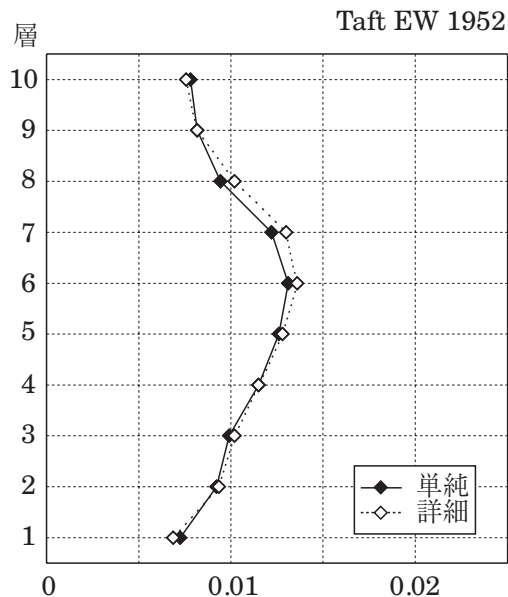
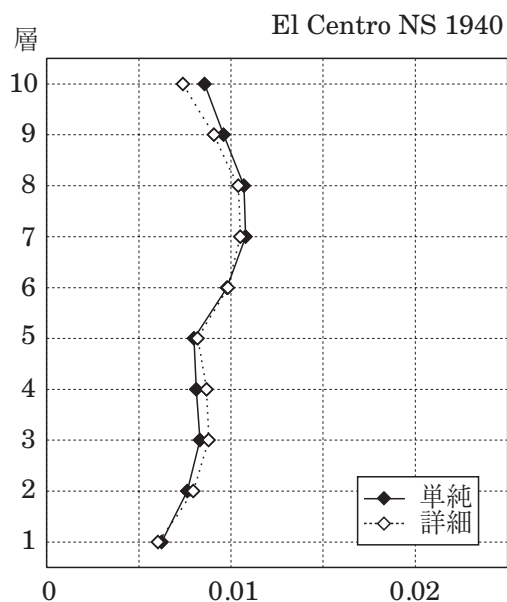


図 4.39 10 層骨組 最大層間変位角応答値 [単位: rad]

地震応答解析の結果，各地震波に対する最大層間変位角応答を図4.39に示す．また，方杖ダンパーの累積塑性変形倍率を図4.40に示す．いずれの応答値に関しても，詳細解析モデルと単純化モデルの解析結果はよく一致しており，これら履歴ダンパーの地震時における塑性変形量は，単純化モデルにより予測可能であると言える．

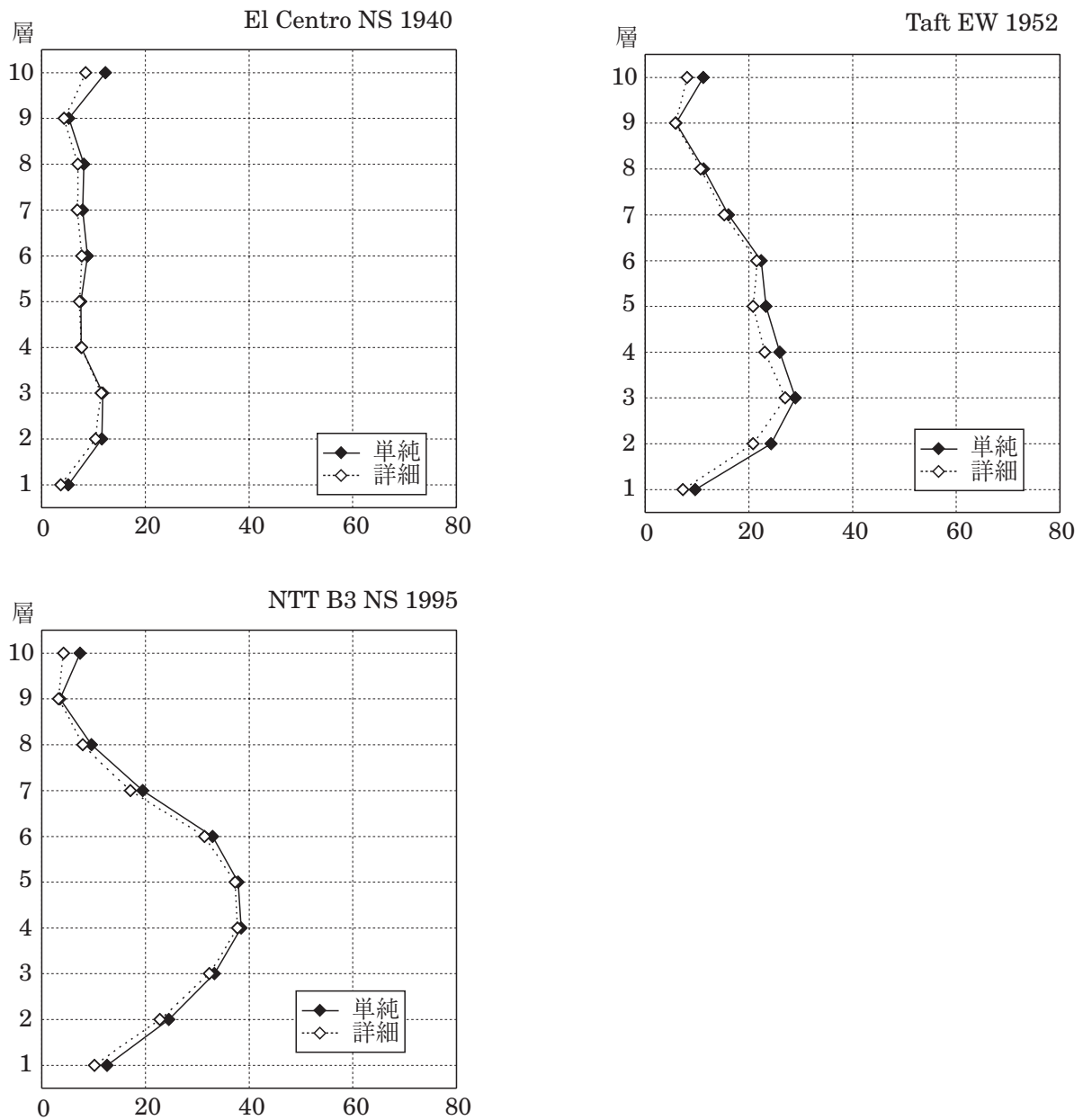


図 4.40 10層骨組 方杖ダンパーの累積塑性変形倍率

4.4 まとめ

本章では、方杖接合骨組の静的増分解析や地震応答解析を容易にするため、接合部周辺の自由度を縮約した単純化モデルを提案し、単純化モデルの静的・動的解析の方法を構築した。

単純化モデルの妥当性を検証するため、実大試験体骨組^{4,6)}を対象として詳細解析モデルによる静的増分解析結果ならびに実験結果との比較を行った。単純化モデルと詳細解析モデルの解析結果に顕著な差はなく、いずれも実験結果とよい対応を示した。

さらに、10層骨組の静的増分解析および地震応答解析を行い詳細解析モデルを用いた解析結果と比較した。その結果、骨組の弾性剛性や耐力、ダンパーの塑性変形量は両モデルでよく一致した。また、単純化モデルを用いることによって解析時間は大よそ50分の1と大幅に低減された。

以上より、方杖接合骨組の解析モデルとして単純化モデルが、骨組の挙動や方杖ダンパーの塑性変形量を追跡するうえで十分な精度を有すること、ならびに解析時間の短縮に有効な解析モデルであることが確認された。

参考文献

- 4-1) 吹田啓一郎, 井上一郎, 竹内一郎, 宇野暢芳: 座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合構造の力学挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第571号, pp.153-160, 2003.9.
- 4-2) 軸丸久司, 多田元英: 制震ダンパー接合要素を用いたH形鋼柱・梁接合構法における応力解析用力学モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造III, pp.975-976, 2003.9.
- 4-3) 聲高裕治, 吹田啓一郎, 張シシユン, 安藤正和, 宇野暢芳: H形鋼柱弱軸方向と梁の高力ボルト接合に関する研究, 日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集, 第11巻, pp.641-648, 2003.11.
- 4-4) 小川厚治, 多田元英: 柱梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第17回情報・システム・利用技術シンポジウム論文集, pp.79-84, 1994.12.
- 4-5) 多田元英: 任意形平面骨組の複合非線形解析プログラム CLAP.f利用説明書・解析方法説明書, 建設省建築研究所－鋼材倶楽部 耐震性能共同研究 数値解析研究会報告書 別冊C, 1995.7.
- 4-6) 聲高裕治, 安藤正和, 百野泰樹, 吹田啓一郎, 井上一郎: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験, 日本建築学会構造系論文集, 第595号, PP.109-116, 2005.9.

第5章 骨組の地震応答解析

5.1 はじめに

3章では、方杖接合骨組に対して必要な保有水平耐力を付与し、かつ終局時に柱梁を弾性に留めるための設計手順を説明している。また、3層1×2スパンの実大試験体骨組を対象とした設計例を提示し、実験結果や静的増分解析結果から、設計手順の妥当性を確認している。

本章では、方杖接合骨組の特性を把握するために2×3スパン、5層と10層の骨組を対象として、3章の手続きに従った方杖接合骨組の設計例を示すとともに、4章に示した解析方法を用いて静的増分解析ならびに動的地震応答解析をおこなう。本章での検討・確認事項を以下にまとめる。

- [1] 方杖接合骨組の部材寸法・鋼材重量が、従来型の骨組と比較して現実的な範囲におさまるかどうか。
- [2] 大地震に対する方杖接合骨組の応答変位量は、同条件で設計した従来型の骨組と比較してどの程度になるか。
- [3] 大地震に対して方杖ダンパーに生じる累積塑性変形量が保有性能の範囲に収まるかどうか。

上記[1]と[2]は方杖接合骨組が實際上成立しうるかどうかを判断する資料を得ることを目的としている。次に[3]は、エネルギー吸収部材である方杖ダンパーに必要な塑性変形能力を把握し、2章の実験で確認されている塑性変形量と対比して安全性に関する判断基準を得るためのものである。

上記の検討事項について、比較対象として従来型の角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造による骨組を設計し、鋼材重量や地震応答性状を比較する。

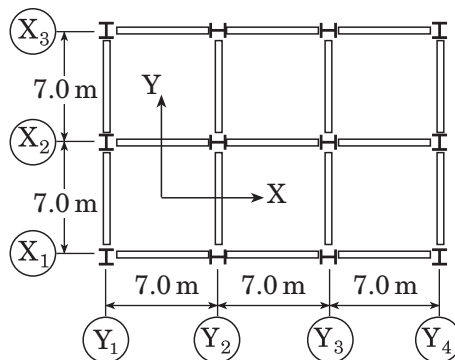


図 5.1 解析対象骨組の床伏

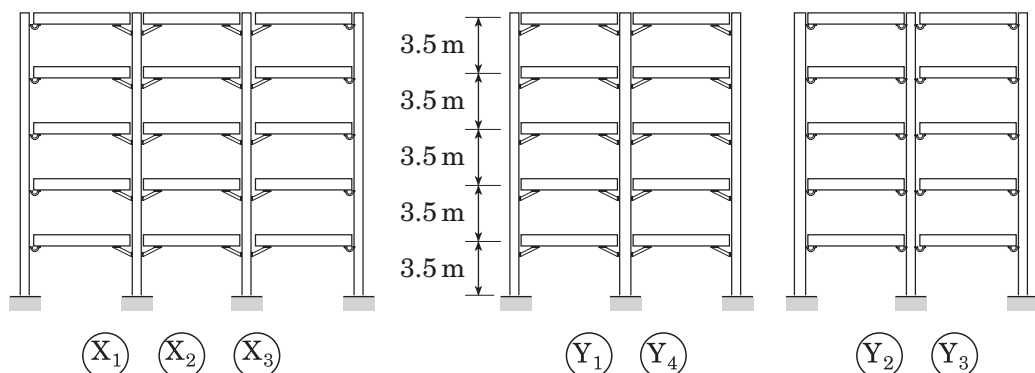


図 5.2 解析対象骨組の軸組

5.2 対象骨組

対象骨組について図5.1に床伏を図5.2に軸組図を示す。これは平面が2×3スパン、各スパンは7m、階高3.5mの方杖接合骨組であり、層数は5層と10層の2とおりを想定する。

方杖ダンパー接合構造は、H形断面柱強軸方向と梁の接合部を対象とした接合構造であるため、例えば3章に示した実大試験体骨組ではH形断面柱弱軸方向はピン接合とし、水平力を負担させないように設計している。図5.3に示すパイ形ダンパー接合構造^{5.1)}はH形断面柱弱軸方向と梁の接合構造の例であり、地震時の塑性変形をパイ形ダンパーに限定し柱梁を弾性に留めるという点で、方杖ダンパー接合構造と対応した接合構造である。本章の対象骨組において、H形断面柱の弱軸方向にはこのパイ形ダンパー接合構造を適用し、柱梁が弾性域に留まるような損傷箇所限定構造として設計する。

5.2.1 設計条件

方杖接合骨組と比較する骨組として、角形鋼管柱とH形断面梁で構成されるラーメン構造(以下、「従来型骨組」と呼ぶ)を用い、その形状は方杖接合骨組と同じとする。これら2種類の骨組に共通の設計条件は次のとおりである。

- [1] 部材断面は新耐震設計法のルート3^{5.2)}に基づいて選定する。
- [2] 地震荷重は単位床面積あたりの重量を7.0kN/m²として計算する。
- [3] 一次設計の設計条件は、C0=0.20の地震荷重に対して部材は弾性で層間変位角が1/200以下とする。
- [4] 二次設計の地震荷重はDs=0.25として算定する。

5.2.2 方杖接合骨組の設計

方杖接合骨組の設計条件を次のように設定する。

- [1] 柱、梁ともH形鋼とし、柱には広幅系列を用いる。これらは引張強さが400N/mm²級の鋼材であり、降伏応力を235N/mm²とする。
- [2] 接合要素は長期荷重を負担しない。
- [3] 方杖ダンパー心材(鋼板)の降伏応力は205N/mm²(低降伏点鋼)とする。
- [4] パイ形ダンパーの降伏耐力は300kNとする。
- [5] 終局時に柱梁に作用する最大応力は、ボルト孔欠損を考慮した柱梁部材の降伏耐力以下とする。
- [6] 柱と接合要素は、骨組のX、Y各方向の塑性崩壊荷重がほぼ等しくなるように配置する。
- [7] 45°方向の地震荷重に対してX、Y両方向の骨組がすべて塑性崩壊した状態を想定し、柱の作用応力が軸力と2軸曲げを受ける全塑相関式の内部に位置する。

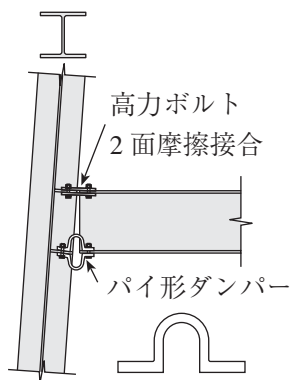


図5.3 H形断面柱弱軸方向の柱梁接合構造 (パイ形ダンパー接合構造)

方杖接合骨組の設計は、まず $D_s = 0.25$ に対応する地震荷重に対して3章に示す塑性設計の手順に従って方杖ダンパーおよび柱梁部材断面を選択し、その後一次設計用地震荷重に対する層間変位と部材応力を確認するという手順でおこなう。

5.2.3 従来型骨組の設計

角形鋼管柱とH形断面梁で構成されるラーメン構造(従来型骨組)では次の設計条件を用いる。

- [1] 柱は冷間成形角形鋼管(BCR295)、梁は $400\text{N}/\text{mm}^2$ 級のH形鋼とする。鋼材の降伏応力は、H形鋼が $235\text{N}/\text{mm}^2$ 、角形鋼管が $295\text{N}/\text{mm}^2$ とする。
- [2] すべての梁両端と1階の柱脚に塑性ヒンジが形成される崩壊機構を想定し、中間階の柱梁曲げ耐力比は1.5以上とする。
- [3] 柱の曲げ耐力は、鉛直荷重と崩壊機構形成時の水平荷重による軸力と曲げモーメントの相関を考慮して算定する。

部材断面は、まず $D_s = 0.25$ に対応する地震荷重に対して必要保有水平耐力を満足するように選定し、その後一次設計用の地震荷重に対して層間変位と部材応力の条件を満足するように調整する。

5.2.4 設計結果の比較

前項までに示した設計条件および設計手順の結果得られた部材断面を表5.1～表5.4に示す。表5.5に、部材断面の決定条件と鋼材重量(小梁などの2次部材を除く)を比較して示している。従来型骨組は、層間変位角制限で部材断面が決まる。一方、方杖接合骨組は、保有水平耐力で決まった部材断面で一次設計の設計条件を満足している。鋼材重量は方杖接合骨組の方が1割大きい結果となっている。

表5.6は固有値解析によって求めた各骨組の各方向の1次固有周期である。地震荷重を算定する際の振動特性係数 R_t は、表5.6の固有周期を用いて算定したものである。

表 5.1 方杖接合骨組の部材断面 (5層)

| 層 | 柱 (H形鋼) | 梁 (H形鋼) | |
|---|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | 強軸X方向 | 強軸Y方向 |
| 5 | H-400×400×13×21 | H-400×200×9×12 | H-400×200×9×12 |
| 4 | H-400×400×13×21 | H-500×200×9×19 | H-500×200×9×19 |
| 3 | H-400×400×13×21 | H-500×250×9×22 | H-500×250×9×22 |
| 2 | H-414×405×18×28 | H-500×250×9×22 | H-500×250×12×25 |
| 1 | H-414×405×18×28 | H-500×250×12×25 | H-500×250×12×28 |

| 層 | 方杖ダンパー (鋼板) | |
|---|-------------|-----------|
| | X方向 | Y方向 |
| 5 | PL-16×55 | PL-16×80 |
| 4 | PL-16×115 | PL-16×165 |
| 3 | PL-16×150 | PL-16×220 |
| 2 | PL-16×180 | PL-19×225 |
| 1 | PL-16×200 | PL-19×255 |

弱軸梁 H-400×200×9×12

表 5.2 従来型骨組の部材断面 (5層)

| 層 | 柱 (角形鋼管) | 梁 (H形鋼) | |
|---|--------------|----------------|----------------|
| | | X方向 | Y方向 |
| 5 | □-400×400×16 | H-400×200×9×12 | H-400×200×9×12 |
| 4 | □-400×400×16 | H-400×200×9×12 | H-400×200×9×16 |
| 3 | □-400×400×16 | H-500×200×9×19 | H-500×200×9×22 |
| 2 | □-400×400×19 | H-500×200×9×19 | H-500×200×9×22 |
| 1 | □-400×400×19 | H-500×200×9×19 | H-500×200×9×22 |

表 5.3 方杖接合骨組の部材断面 (10 層)

| 層 | 柱 (H形鋼) | 梁 (H形鋼) | |
|----|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | 強軸X方向 | 強軸Y方向 |
| 10 | H-400×400×13×21 | H-450×200×9×19 | H-450×200×9×19 |
| 9 | H-400×400×13×21 | H-450×200×9×19 | H-450×200×9×19 |
| 8 | H-400×400×13×21 | H-500×200×9×19 | H-500×200×9×19 |
| 7 | H-400×400×13×21 | H-500×200×9×22 | H-500×200×9×22 |
| 6 | H-414×405×18×28 | H-500×250×9×19 | H-500×250×9×22 |
| 5 | H-414×405×18×28 | H-500×250×9×22 | H-500×250×12×22 |
| 4 | H-414×405×18×28 | H-500×250×12×25 | H-500×250×12×28 |
| 3 | H-428×407×20×35 | H-500×250×12×25 | H-500×250×12×28 |
| 2 | H-428×407×20×35 | H-500×250×12×28 | H-550×250×12×28 |
| 1 | H-428×407×20×35 | H-500×250×12×28 | H-550×250×12×28 |

| 層 | 方杖ダンパー (鋼板) | |
|----|-------------|-----------|
| | X方向 | Y方向 |
| 10 | PL-16×50 | PL-16×65 |
| 9 | PL-16×100 | PL-16×125 |
| 8 | PL-16×120 | PL-16×155 |
| 7 | PL-16×145 | PL-16×190 |
| 6 | PL-16×165 | PL-16×220 |
| 5 | PL-16×185 | PL-19×210 |
| 4 | PL-16×205 | PL-19×230 |
| 3 | PL-19×185 | PL-19×250 |
| 2 | PL-19×200 | PL-19×255 |
| 1 | PL-19×205 | PL-19×265 |

弱軸梁 H-400×200×9×12

表 5.4 従来型骨組の部材断面 (10 層)

| 層 | 柱 (角形鋼管) | 梁 (H形鋼) | |
|----|--------------|----------------|-----------------|
| | | X方向 | Y方向 |
| 10 | □-400×400×14 | H-400×200×9×12 | H-400×200×9×12 |
| 9 | □-400×400×14 | H-400×200×9×12 | H-400×200×9×12 |
| 8 | □-400×400×14 | H-400×200×9×16 | H-500×200×9×12 |
| 7 | □-400×400×14 | H-500×200×9×12 | H-500×200×9×16 |
| 6 | □-400×400×16 | H-500×200×9×16 | H-500×200×9×16 |
| 5 | □-400×400×16 | H-500×200×9×16 | H-500×200×9×19 |
| 4 | □-400×400×19 | H-500×200×9×22 | H-500×200×9×22 |
| 3 | □-400×400×19 | H-500×200×9×22 | H-500×200×12×22 |
| 2 | □-400×400×22 | H-500×250×9×22 | H-500×250×12×22 |
| 1 | □-400×400×22 | H-500×250×9×16 | H-500×250×9×19 |

表 5.5 鋼材重量の比較

(5層骨組)

| 骨組 | 鋼材重量 (tf) | | | 方杖 従来 | 決定条件 |
|--------|-----------|----|-----|----------|------|
| | 柱 | 梁 | 合計 | | |
| 従来型骨組 | 42 | 51 | 93 | 1.10 | 層間変位 |
| 方杖接合骨組 | 41 | 61 | 102 | | 保有耐力 |

(10層骨組)

| 骨組 | 鋼材重量 (tf) | | | 方杖 従来 | 決定条件 |
|--------|-----------|-----|-----|----------|------|
| | 柱 | 梁 | 合計 | | |
| 従来型骨組 | 82 | 105 | 187 | 1.13 | 層間変位 |
| 方杖接合骨組 | 94 | 117 | 211 | | 保有耐力 |

表 5.6 1 次固有周期 (秒)

| | 方向 | 5層骨組 | 10層骨組 |
|--------|----|------|-------|
| 方杖接合骨組 | X | 0.89 | 1.66 |
| | Y | 0.96 | 1.83 |
| 従来型骨組 | X | 0.98 | 1.87 |
| | Y | 0.99 | 1.90 |

5.3 骨組の解析

方杖接合骨組の静的増分解析および動的・地震応答解析は、4章に示した単純化モデル(図5.4参照)を用いる。従来型骨組の解析には文献5-3)の非線形解析プログラムを用いる。

両骨組の解析において、塑性化する部材は弾塑性要素でモデル化し、各部材の材料特性は歪硬化係数が1%のBi-Linear型とする。

静的・動的解析ともにX,Y両方向について解析をおこなう。剛床仮定を適用し、骨組の対称性からX方向の解析にはX1構面だけを、Y方向の解析にはY1, Y2の2構面を用いる。方杖接合骨組の解析モデルを図5.5に示す。

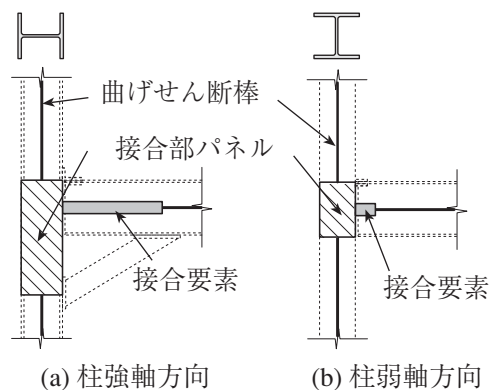


図5.4 解析モデル(単純化モデル)

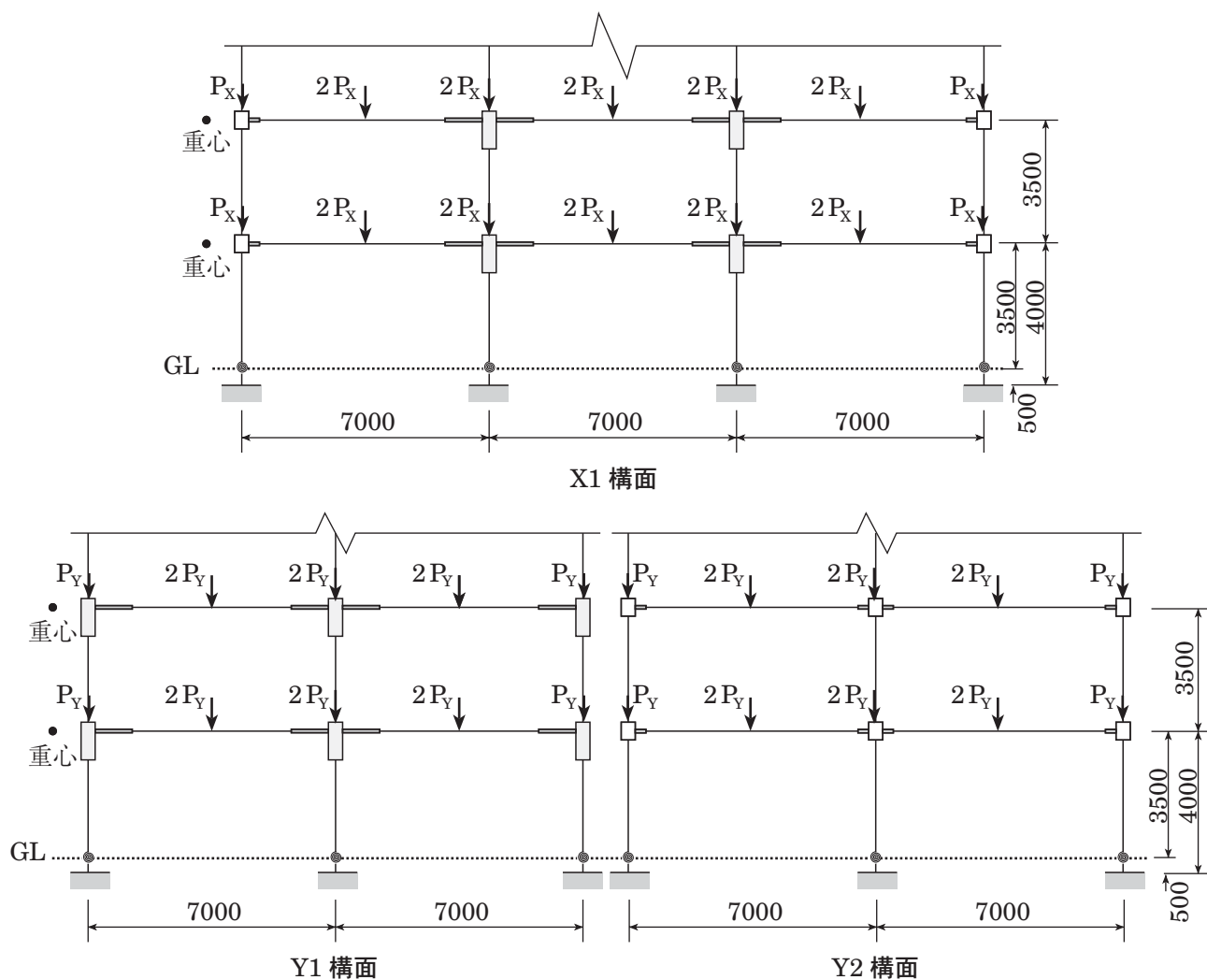


図5.4 解析モデル 軸組図

5.3.1 静的増分解析

設計用地震荷重を比例载荷したときの骨組のベースシヤ係数 C_B と有効構造回転角 R^{EF} の関係を図5.6(5層骨組)と図5.7(10層骨組)に示す。ここで、有効構造回転角 R^{EF} は設計用層モーメントを重みとする各層の層間変位角の平均値である。図5.6, 図5.7および次項の地震応答解析結果では、次の記号を用いている。

KB-X：方杖接合骨組 X 方向

KB-Y：方杖接合骨組 Y 方向

MF-X：従来型骨組 X 方向

MF-Y：従来型骨組 Y 方向

参考までに、 $C_0 = 0.20$ 相当の地震荷重に対する5層骨組の層間変位角を表5.7に示す。両骨組ともに層間変位角制限値 $1/200$ を満足している。

図5.6, 図5.7によれば、保有水平耐力は方杖接合骨組よりも従来型骨組の方が高いが、逆に弾性剛性は方杖接合骨組の方がやや高くなっている。

表 5.7 5層骨組の層間変位角

| 層 | 方杖接合骨組 | | 従来型骨組 | |
|---|--------|-------|-------|-------|
| | X方向 | Y方向 | X方向 | Y方向 |
| 5 | 1/232 | 1/205 | 1/222 | 1/232 |
| 4 | 1/247 | 1/208 | 1/206 | 1/207 |
| 3 | 1/250 | 1/212 | 1/206 | 1/209 |
| 2 | 1/242 | 1/209 | 1/202 | 1/206 |
| 1 | 1/284 | 1/253 | 1/235 | 1/238 |

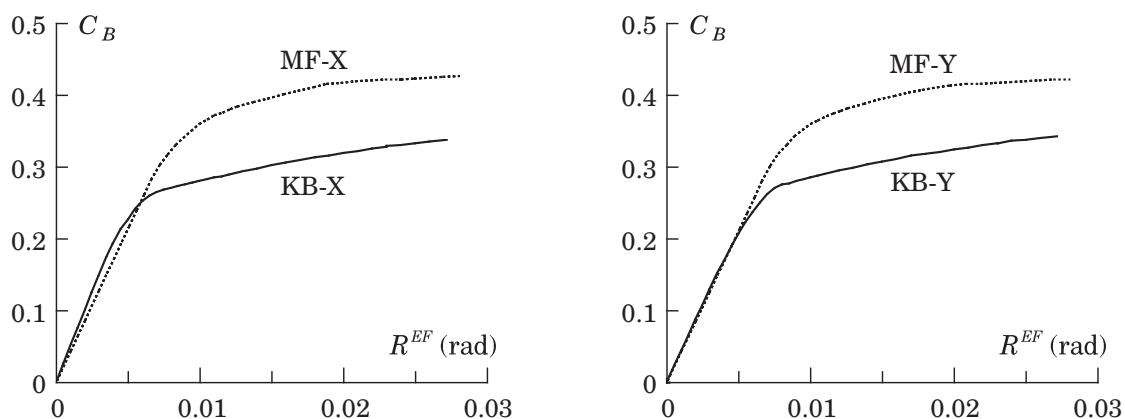


図 5.6 5層骨組のベースシヤ係数－有効構造回転角関係

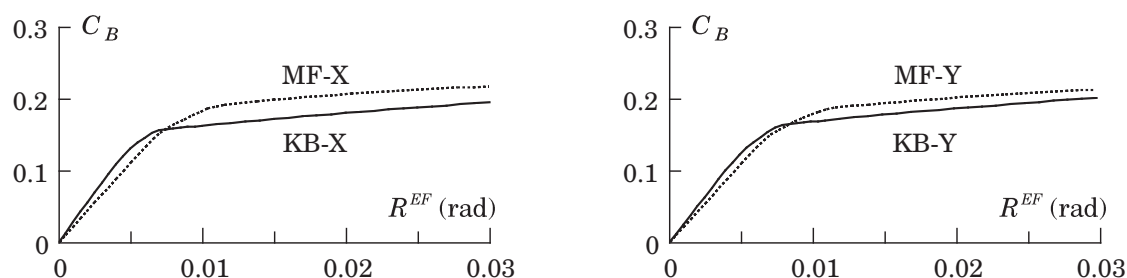


図 5.7 10層骨組のベースシヤ係数－有効構造回転角関係

5.3.2 地震応答解析

入力地震動には、表5.8に示すEl Centro NS (1940), Taft EW(1952), NTT 神戸駅前ビル B3NS (1995) の3種類を用いる。入力地震動の最大速度は、ElCentro NSとTaft EWでは0.50 m/sに設定し、NTTでは原波の0.89 m/sを用いる。地震応答解析における粘性減衰は、1次の減衰定数が0.02の初期剛性比例型とする。図5.8に各入力地震動の擬似速度応答スペクトルを示す。図中に示すプロットについては後述する。

表5.8 入力地震動

| 地震動 | 最大速度 | 最大加速度 | 継続時間 |
|-------------------|---------|----------------------|------|
| El Centro NS 1940 | 0.50m/s | 5.11m/s ² | 30s |
| Taft EW 1952 | 0.50m/s | 4.97m/s ² | 40s |
| NTT B3 NS 1995 | 0.89m/s | 3.31m/s ² | 30s |

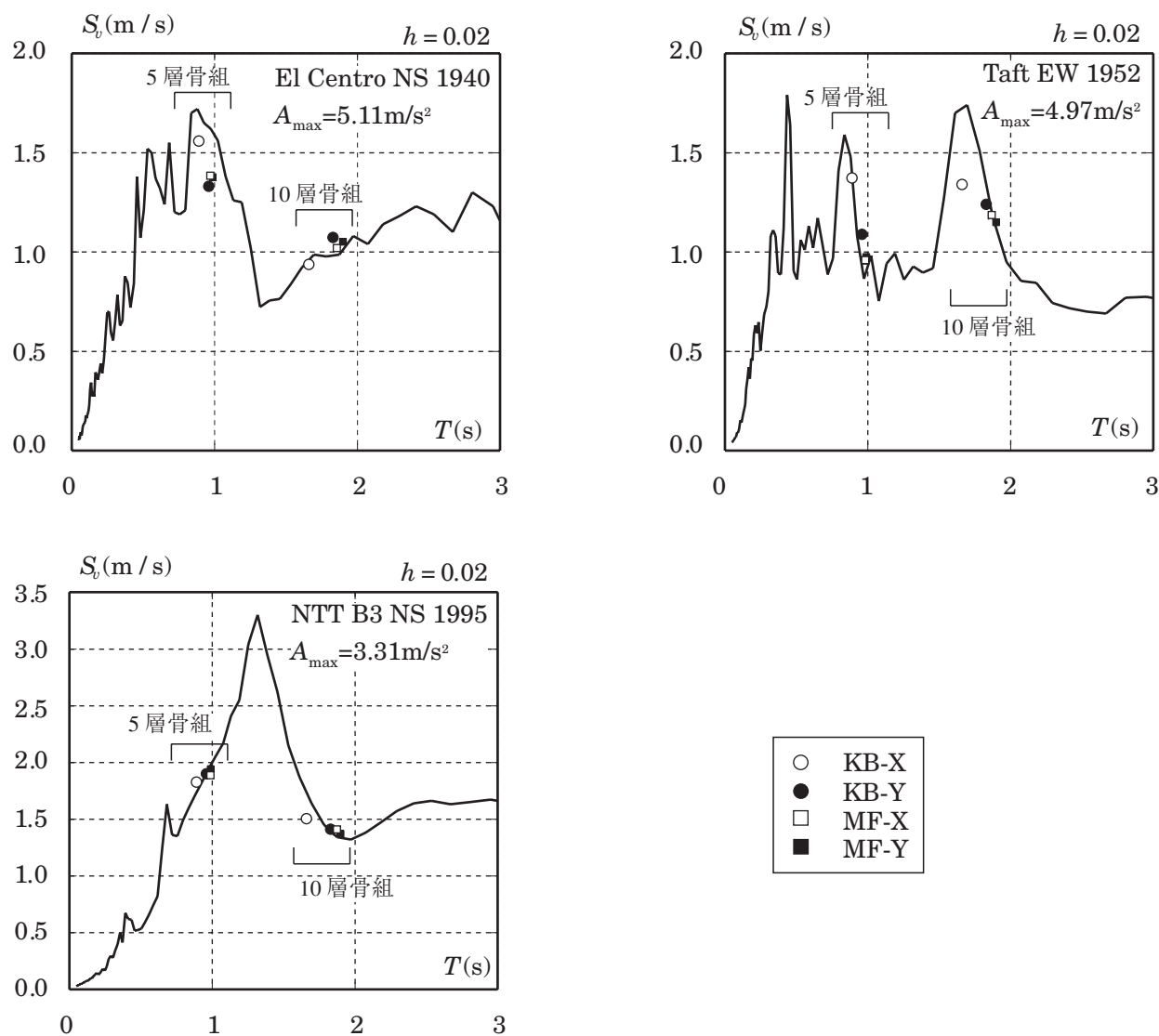


図5.8 擬似速度応答スペクトル

(a) 骨組の地震応答性状

図5.9と図5.10に各入力地震動に対する最大層間変位角を示す。図中の記号は図5.6, 図5.7の場合と同じである。El Centro, Taft に対する応答に比べて NTT に対する応答の方がかなり大きい, それぞれの入力地震動に対して, 方杖接合骨組と従来型骨組の最大層間変位角に顕著な差異は見られない。

(b) 接合要素の応答結果

図5.11と図5.12に方杖ダンパーの累積塑性変形倍率と最大歪振幅を示す。ここでの累積塑性変形倍率は, 各層に存在する複数の方杖ダンパーの中で累積塑性変形の最大値を降伏変形で無次元化した値である。

方杖ダンパーの応答値は NTT に対して最大値を示しており, 累積塑性変形倍率は約 70, 最大歪振幅は約 1.5% である。一方, 方杖ダンパーの塑性変形性能に関して, 3 章の性能確認実験や既往の実験^{5-4,t-v)}により確認されている保有性能は, 最大歪振幅 3.0~4.0% の繰返し加力のもとで累積塑性変形倍率 600~2000 程度である。すなわち地震応答解析により想定される必要性能は保有性能に対して 1 桁小さい値である。

次に, パイ形ダンパーの累積塑性変形倍率と最大塑性率を図5.13, 5.14に示す。NTT に対して得られた最大応答値は, 累積塑性変形倍率で約 70, 最大塑性率の最大値は 11 となっている。既往の実験^{5.1)}で確認されている累積塑性変形倍率は 100 程度であるから, パイ形ダンパーに関しては保有性能に比べてあまり余裕のある結果とはいえない。

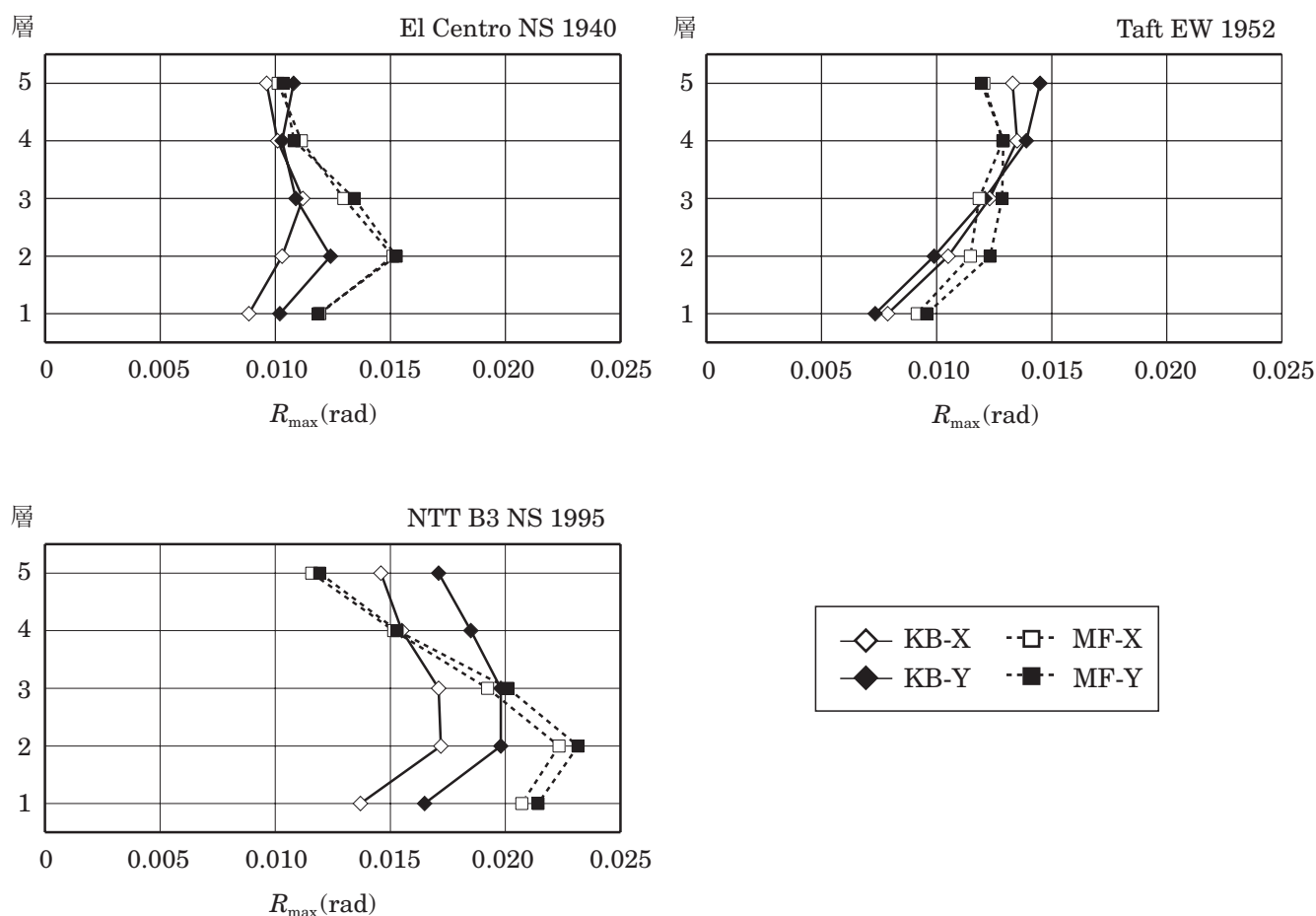


図 5.9 最大層間変位角応答 (5 層骨組)

入力地震動NTTの場合、パイ形ダンパーのエネルギー吸収量は方杖ダンパーの2割強である。パイ形ダンパーの層せん断耐力の分担率は1割程度であるから、パイ形ダンパーを使用しない場合、方杖ダンパーに生じる塑性変形は増加するが、その増加量はわずかである。塑性変形能力に関する方杖ダンパーの保有性能には十分な余裕があるので、パイ形ダンパーを使用しなくてもエネルギー吸収能力が高い骨組を構成可能である。

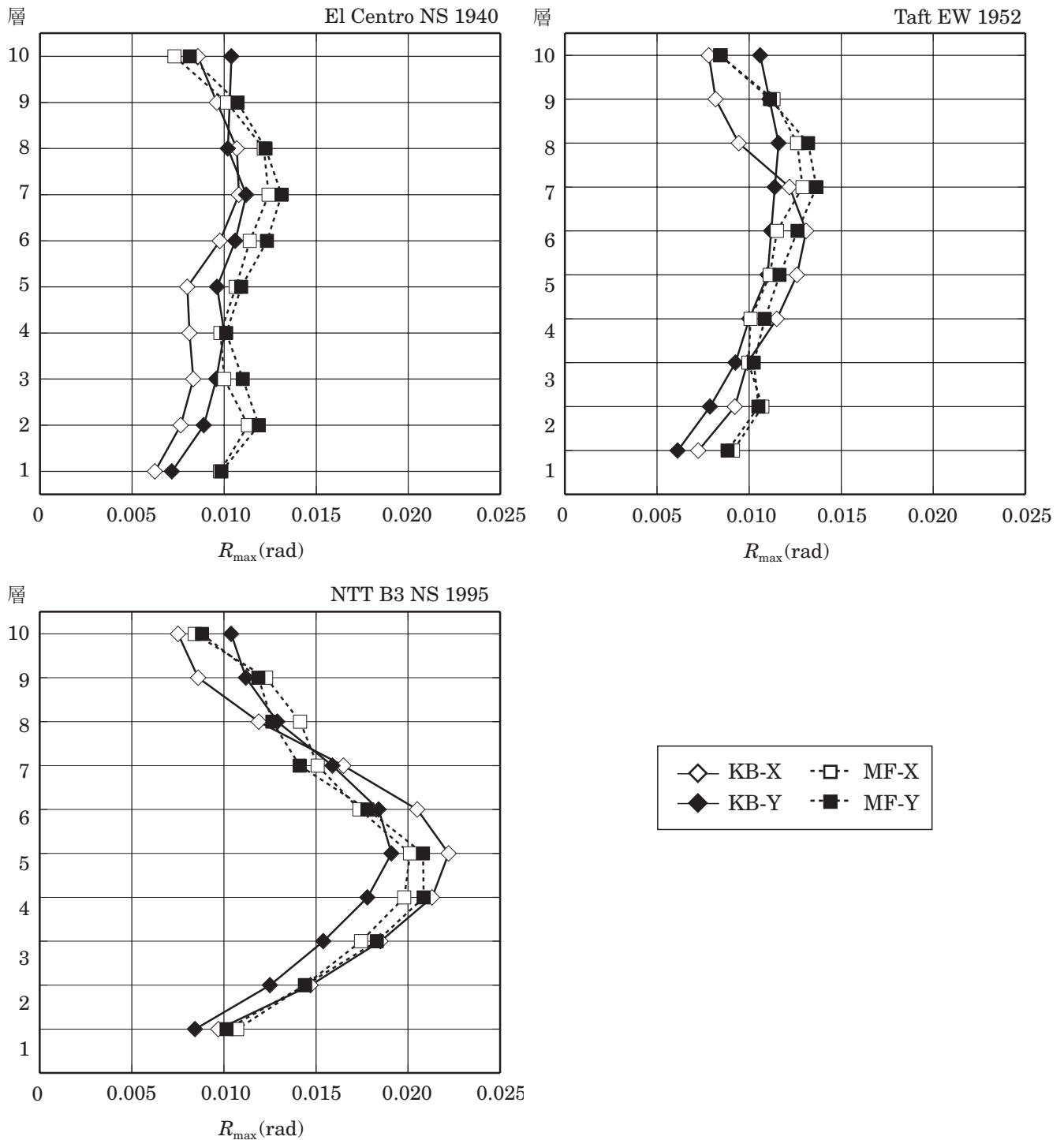


図 5.10 最大層間変位角応答 (10 層骨組)

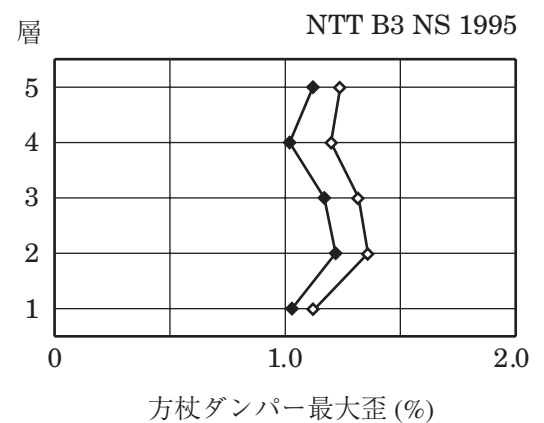
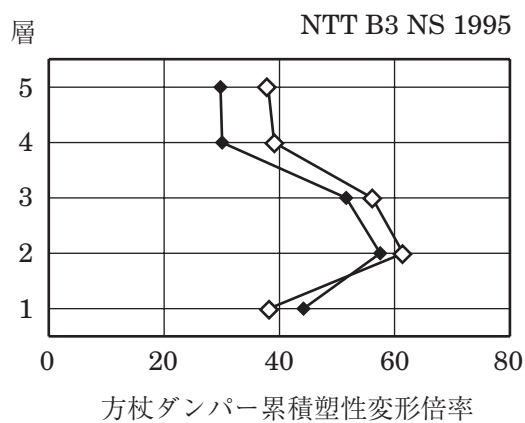
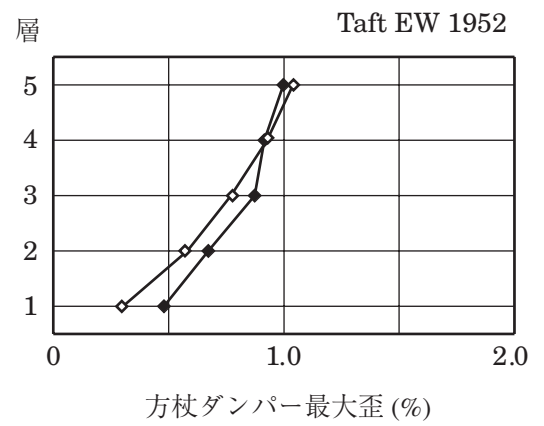
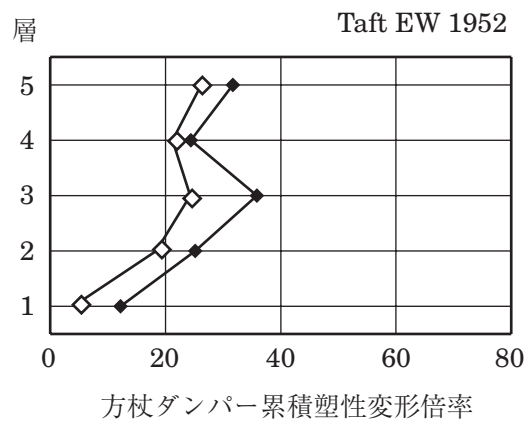
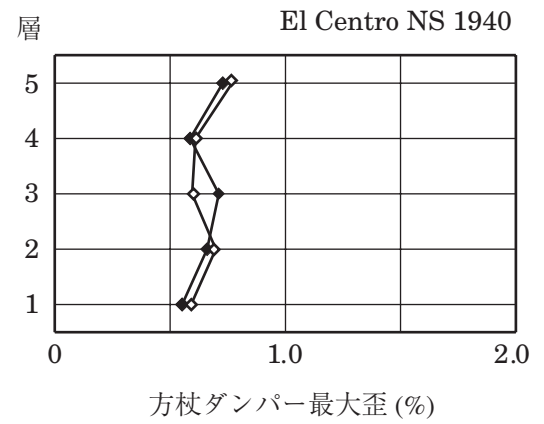
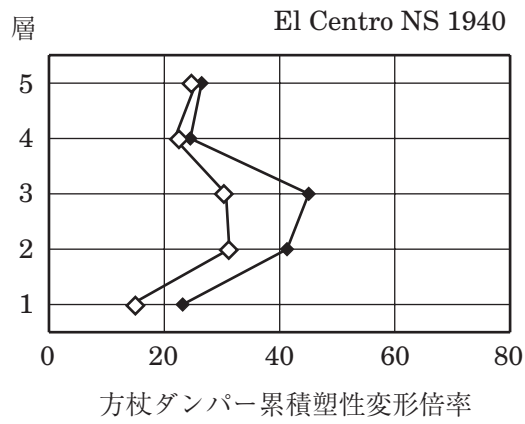
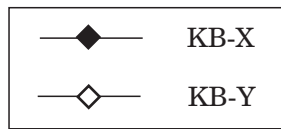


図 5.11 方杖ダンパーの累積塑性変形倍率と最大歪 (5 層骨組)

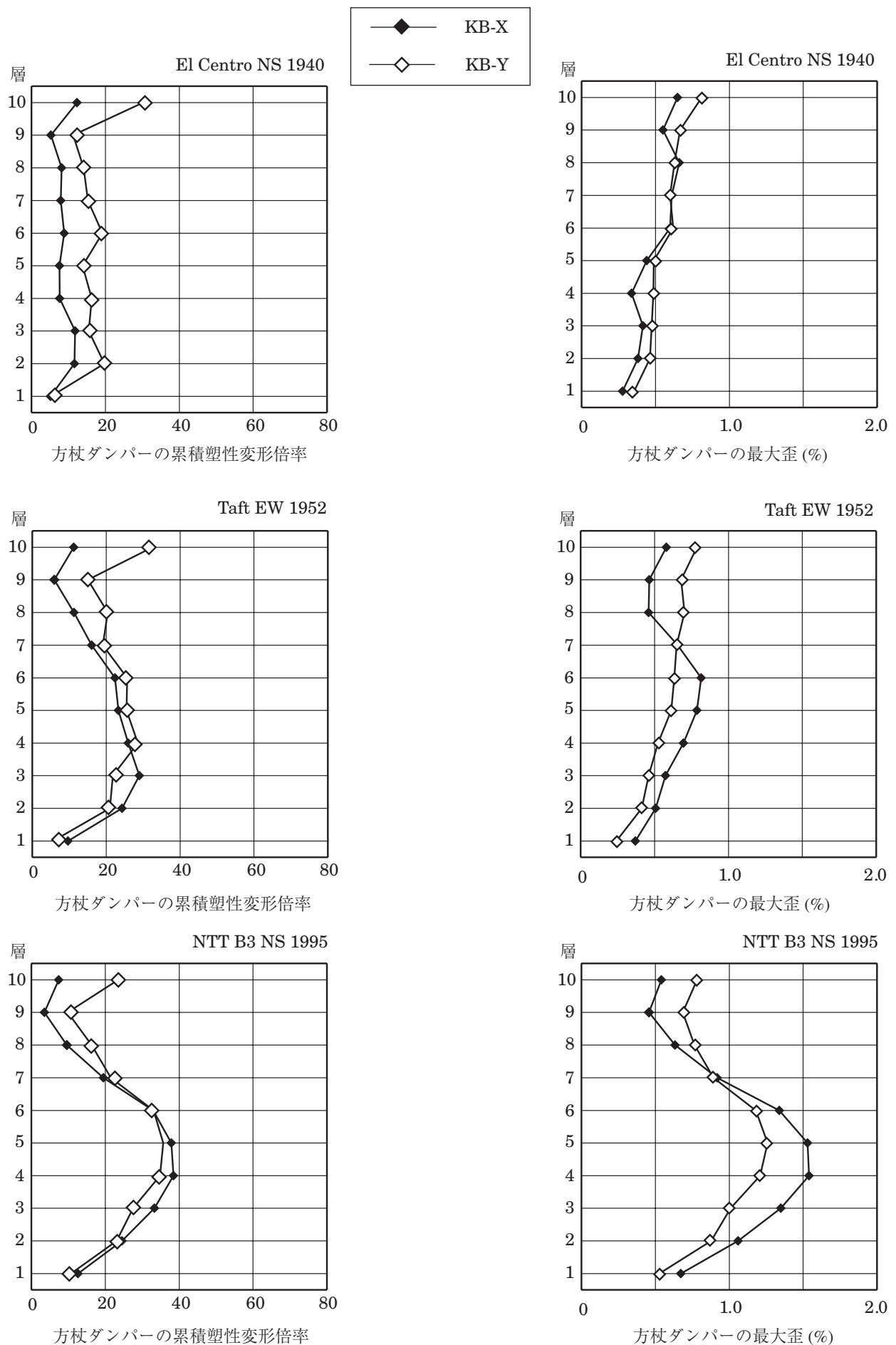


図 5.12 方杖ダンパーの累積塑性変形倍率と最大歪 (10層骨組)

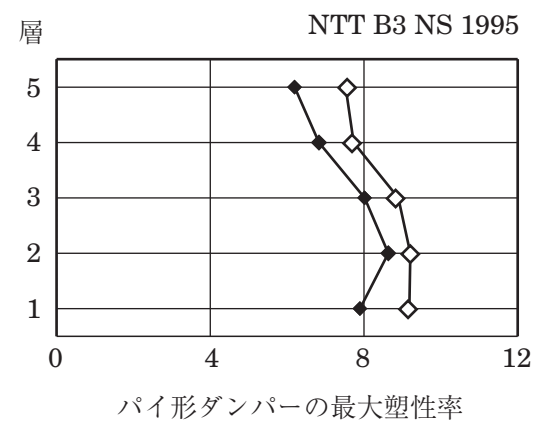
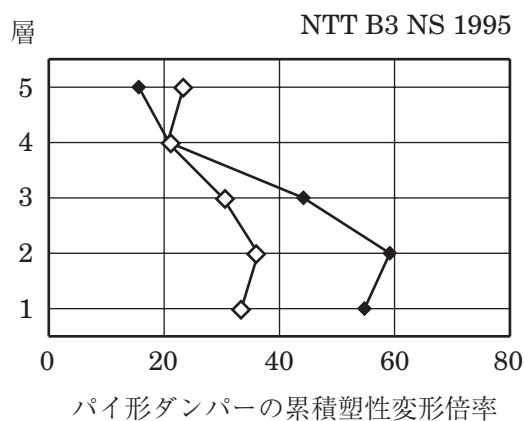
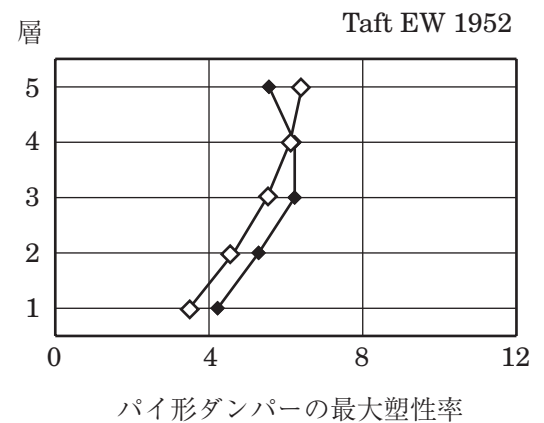
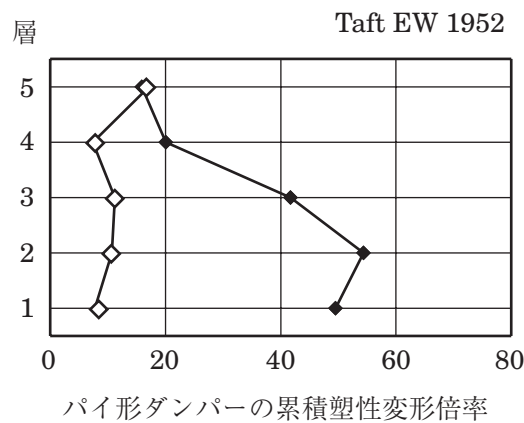
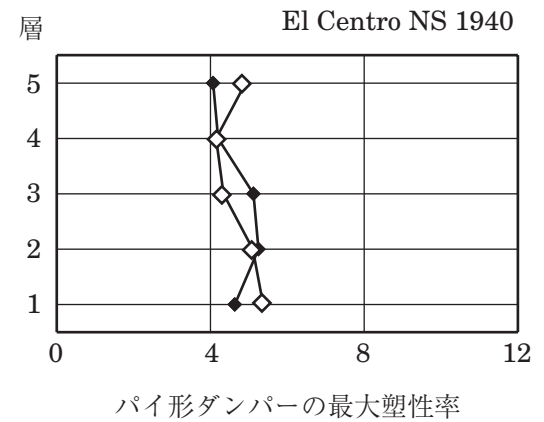
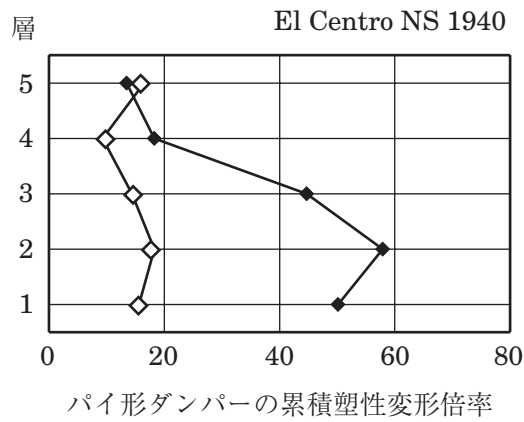
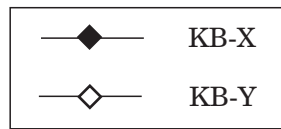


図 5.13 パイ形ダンパーの累積塑性変形倍率と最大塑性率 (5 層骨組)

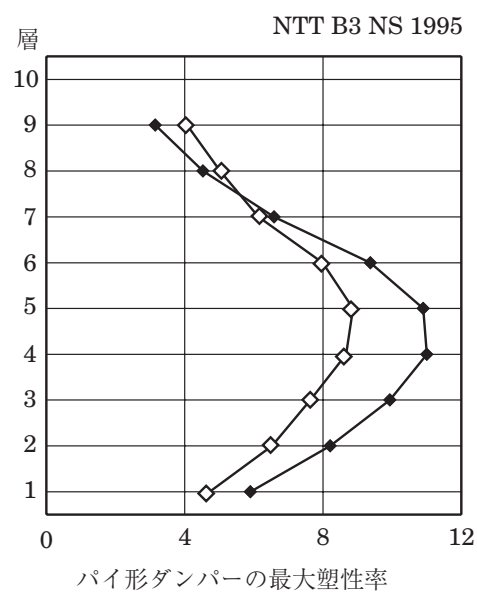
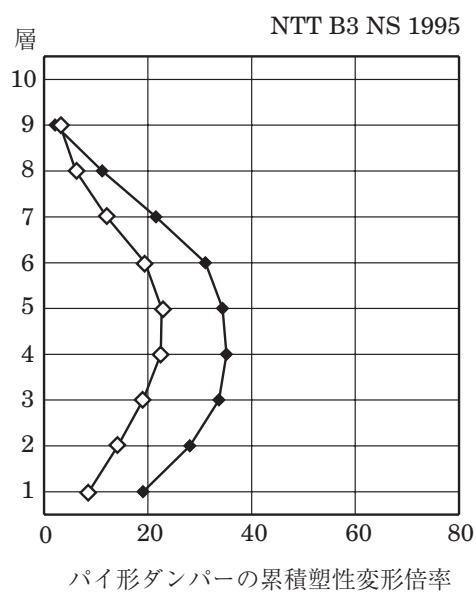
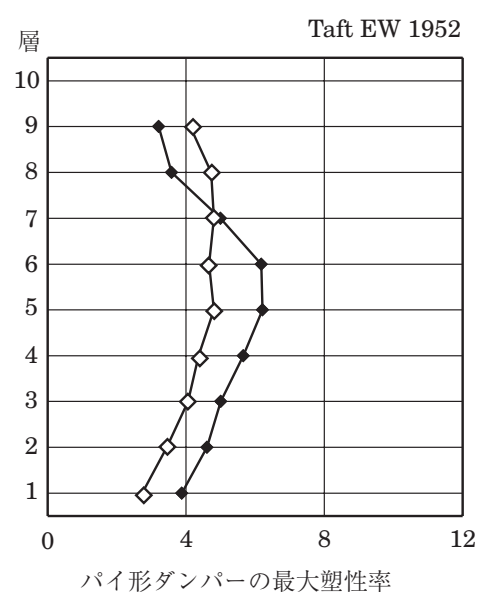
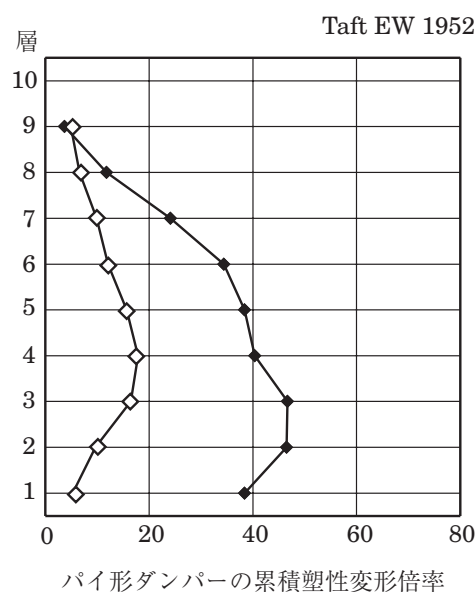
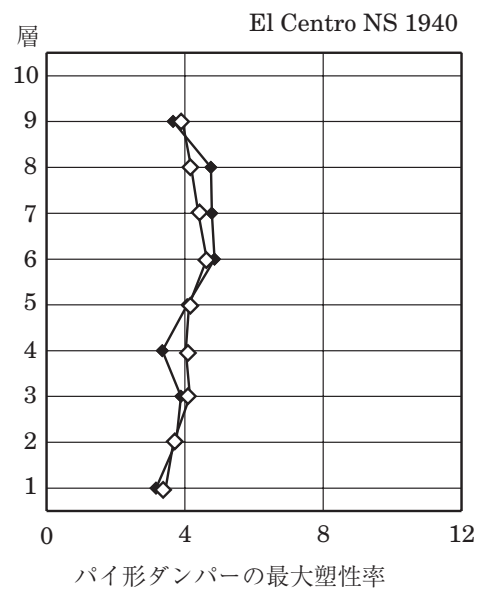
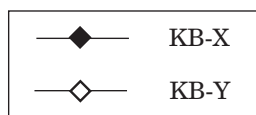
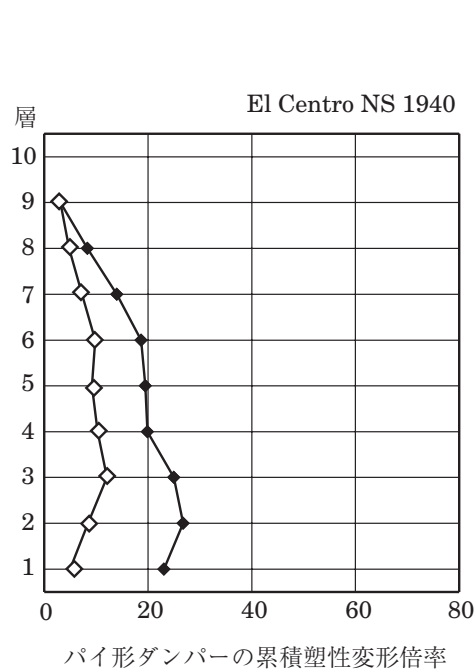


図 5.14 パイ形ダンパーの累積塑性変形倍率と最大塑性率 (10 層骨組)

(c) 骨組のエネルギーに関する考察

図 5.15 に応答の大きい NTT に対する 5 層骨組のエネルギー応答の時刻歴を示す。弾塑性歪エネルギー E_s の累積値は、従来型骨組では主に梁端の降伏ヒンジによる履歴吸収エネルギーに相当し、方杖接合骨組では方杖ダンパーとパイ形ダンパーによる履歴吸収エネルギーに相当する。 E_s の最大値は損傷に寄与する地震入力エネルギーとして定義され⁵⁻⁶⁾、その速度換算値を図 5.8 中に示す。損傷に寄与する地震入力エネルギーについては、ElCentro と NTT に対する応答では骨組の種類や方向に関わりなく、同じ入力地震動に対しては 1 割以下の差でありほぼ同程度であったとみなすことができる。Taft に対する応答では、5 層 10 層とも方杖接合骨組 X 方向の場合に大きい値を示している。この理由として、擬似速度応答スペクトルの固有周期に対する感度の高い領域に骨組の 1 次固有周期が分布しているために、表 5.6 に示す 1 次固有周期の差が顕著に影響したものと考えられる。

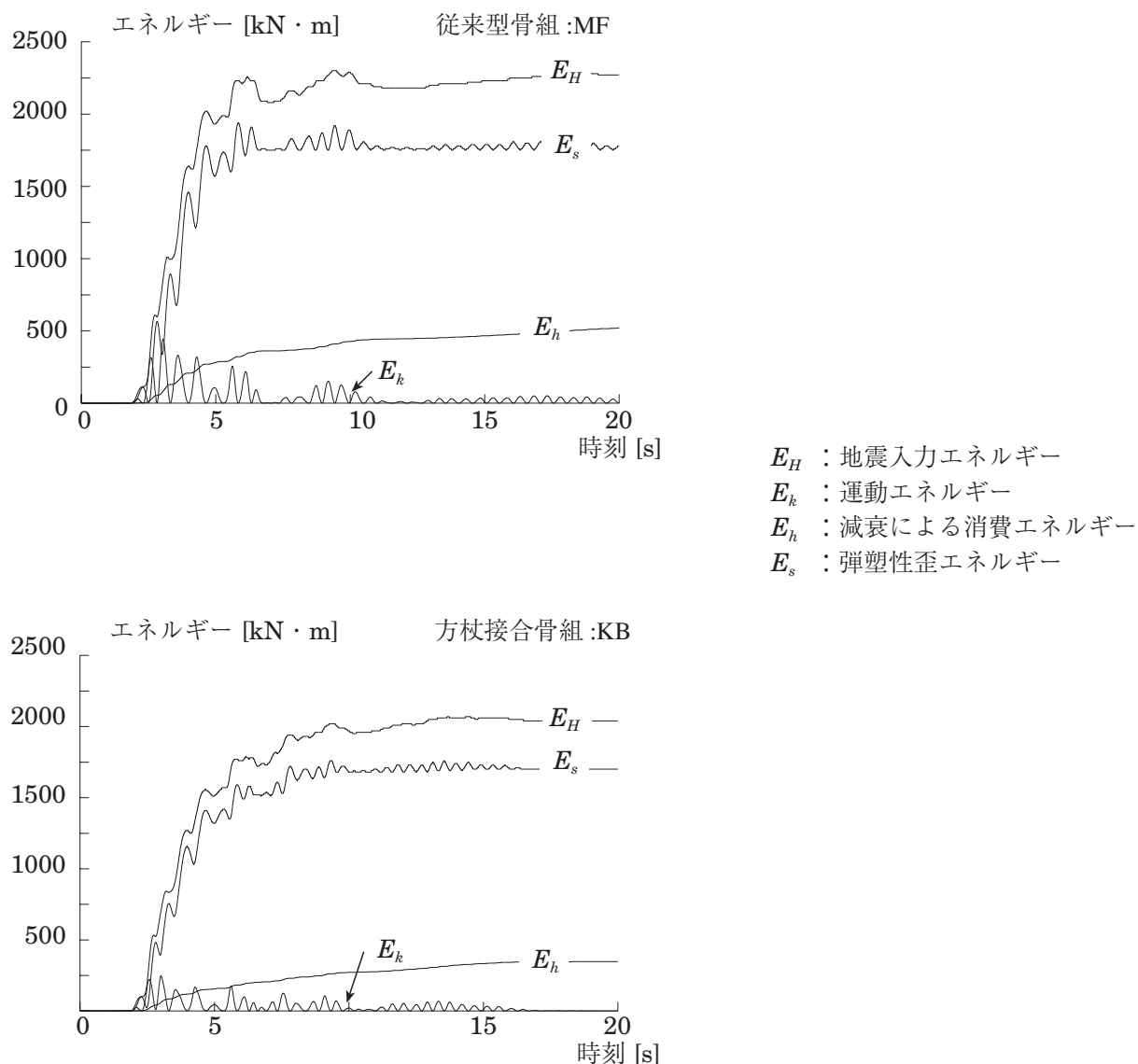


図 5.15 エネルギー応答の時刻歴 (5 層骨組 / NTT B3 1995)

5.4 まとめ

本章では、5層と10層の骨組について、方杖接合骨組と角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の従来型骨組をそれぞれ設計し、骨組の鋼材重量および弾塑性応答性状について比較した。得られた知見と考察を以下にまとめる。

- [1] 鋼材重量に関しては、方杖接合骨組の方が1割程度大きい結果となった。しかし、方杖接合骨組では柱と梁に開先加工や完全溶込溶接が不要なので、溶接性に優れた鋼材を使用する必要はなく、SS400やSN400A級の鋼材を用いることができる。
- [2] 方杖接合骨組の力学的特性は剛性が高いことにある。 $D_s=0.25$ に相当する地震荷重に対して設計された方杖接合骨組は、従来型骨組より保有水平耐力が小さいにもかかわらず、 $1/200\text{rad}$ の層間変位角制限を自動的に満足する結果が得られている。
- [3] 同条件で設計した方杖接合骨組と従来型骨組に関して、3種類の入力地震動に対する変位応答および損傷に寄与する地震入力エネルギーについて大きな差異はない。
- [4] 地震応答解析の結果エネルギー吸収要素に生じる塑性変形は、方杖ダンパーに関してはその保有性能に比べて十分小さいが、柱弱軸方向の接合要素として想定するパイ形ダンパーについては保有性能よりやや小さい程度であった。

- 5-1) 聲高裕治，吹田啓一郎，張シシユン，安藤正和，宇野暢芳：H形鋼柱弱軸方向と梁の高力ボルト接合に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第11巻，pp.641-648，2003.9
- 5-2) 国土交通省住宅局建築指導課，他編集：建築物の構造関係技術基準解説書，平成13年3月。
- 5-3) 多田元英：任意形平面骨組の複合非線形解析プログラム CLAP.f利用説明書・解析方法説明書，建設省建築研究所－鋼材倶楽部 耐震性能共同研究 数値解析研究会報告書 別冊C，1995.7。
- 5-4) 吹田啓一郎，井上一朗，竹内一郎，宇野暢芳：座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合構造の力学挙動，日本建築学会構造系論文集，第571号，pp.153-160，2003.9。
- 5-5) 井上一朗，寺島雄一郎，聲高裕治，吉田文久：方杖ダンパーの標準仕様と性能確認実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系，2006.6。
- 5-6) 小川厚治，井上一朗，中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察，日本建築学会構造系論文集，第530号，pp.177-184，2000.4

第6章 高層骨組への適用

6.1 はじめに

方杖ダンパー接合構造は1995年兵庫県南部地震で甚大な被害を受けた中低層鋼構造骨組を対象として考案・開発されたものである。5章では中低層骨組(5層, 10層)の方杖接合骨組を対象として, 角形鋼管柱・H形鋼梁による従来型骨組との比較のもとに, 骨組の鋼材重量や耐震性能について検証をおこなった。

本章では方杖ダンパー接合構造の高層骨組への適用可能性を検証ことを目的とし, 最大30層(高さ120m)の高層骨組を方杖接合骨組で構成した場合の設計例を示す。また骨組の地震応答解析による検証や, 既往の鉄骨造高層骨組に関する統計との比較により, 鋼材重量や建物の耐震性能に関する考察を加える。

6.2 高層骨組の設計

6.2.1 対象骨組と設計条件

対象とする骨組の床伏図を図6.1に示す。図6.1を平面形とする10層・20層・30層の3種類の基準骨組を設計する。10層と30層の外周構面軸組図を図6.2に示す。これらは外周構面を方杖接合構造とし, 16mの無柱空間を有する事務所建築を想定している。方杖ダンパーは最上階のみS型配置とし, それ以外の階はD型配置とする。すべての方杖ダンパーは図6.3に示す形状とする。

外周構面の柱は C_1 , C_2 , C_3 の3種類である。方杖ダンパーが接合される C_1 , C_2 柱はH形断面(極厚H形鋼)とし, 最下層柱脚は固定支持とする。隅柱 C_3 には鋼管を用い, 梁とはピン接合として軸力のみを支持させる。コア部の柱 C_4 , C_5 は梁とピン接合とする。すなわち, 外周構面がすべての水平力を負担し, コア部の柱は長期荷重だけを支持する構造とする。

鋼材は $490\text{N}/\text{mm}^2$ 級を基本とするが, 30層骨組の下層部ではC4柱に $590\text{N}/\text{mm}^2$ 級を使用している。表6.1に各部材の鋼種を示す。

地震荷重の算定や部材断面の選定は許容応力度計算⁶⁻¹⁾のルート3に準拠することとする。主な設計条件を以下にまとめる。

- [1] 骨組重量は全層ともに $7.7\text{kN}/\text{m}^2$ として計算する。(固定荷重: $6.4\text{kN}/\text{m}^2$, 積載荷重: $1.3\text{kN}/\text{m}^2$)
 - [2] 標準せん断力係数 $C_0 = 1.0$, 構造特性係 $D_s = 0.25$, 固有周期は $T = 0.03H$ として必要保有水平耐力を算定する。
 - [3] 保有水平耐力レベルにおいて, 最下層柱脚を除く柱・梁は弾性域にとどめる。
 - [4] 梁とピン接合される隅柱 C_3 は, 45° 方向の地震入力を想定し, 直行する2方向の G_2 梁からの付加軸力を考慮する。
 - [5] 同一フロアレベルの方杖ダンパーはすべて同じものを使用し, 表6.2に示す標準ラインアップ⁶⁻²⁾から選定する。
 - [6] 同一フロアレベルの大梁せいはすべて等しい。
- 必要保有水平耐力を表す層せん断力は次式による。

$${}_sQ_i = D_s \cdot R_i \cdot A_i \cdot \alpha_i \cdot W_T \quad (6.1)$$

ここで, D_s は構造特性係数, R_i は振動特性係数, A_i は層せん断力の分布係数, W_T は全重量である。 R_i は第2種地盤を想定して算定し, A_i と α_i は次式による。

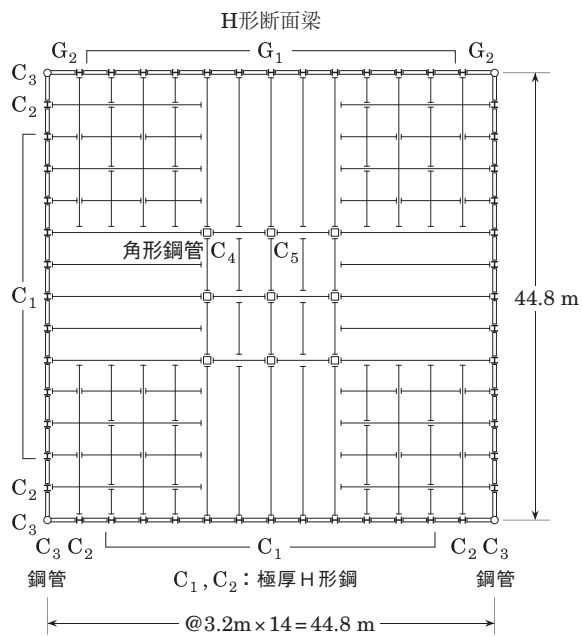


図 6.1 高層骨組床伏図

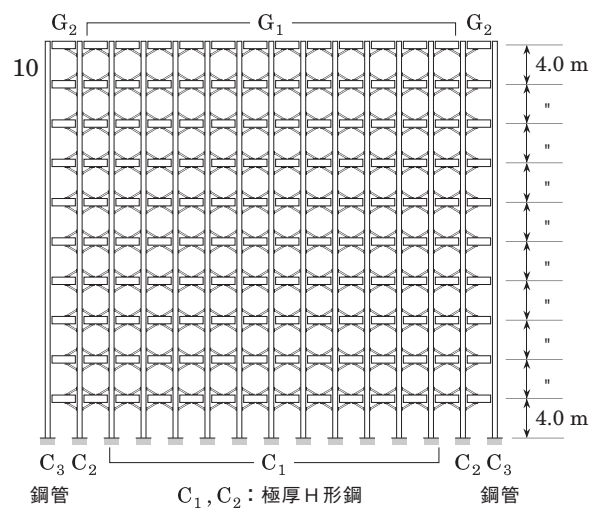


図 6.2 (a) 10 層骨組軸組図

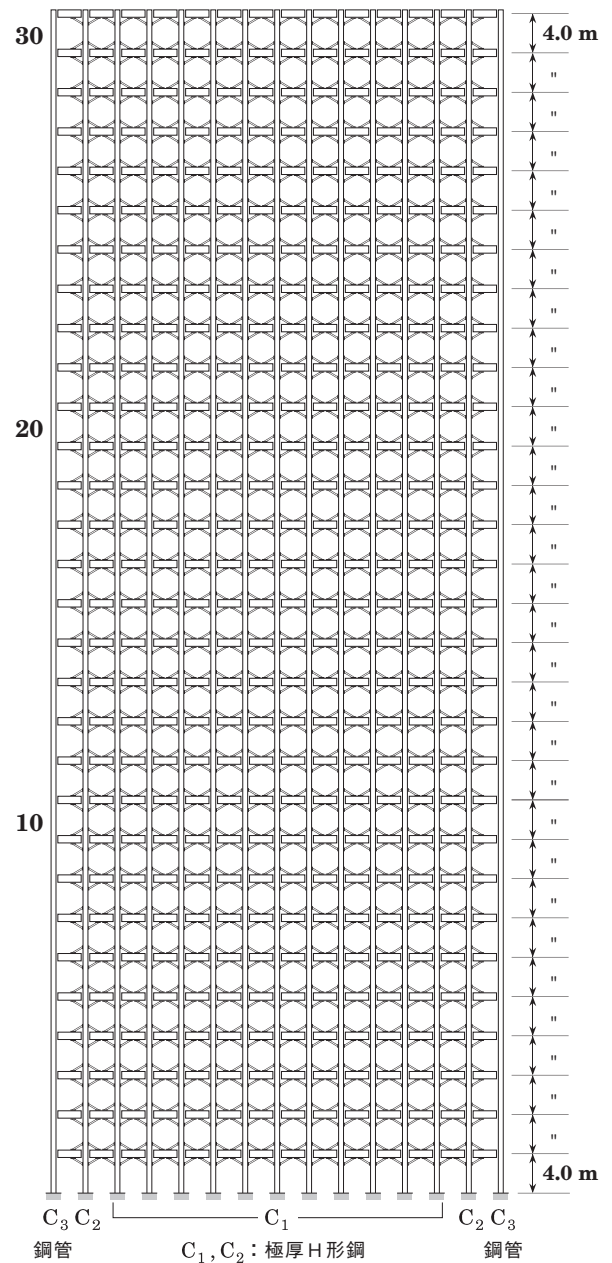


図 6.2 (b) 30 層骨組軸組図

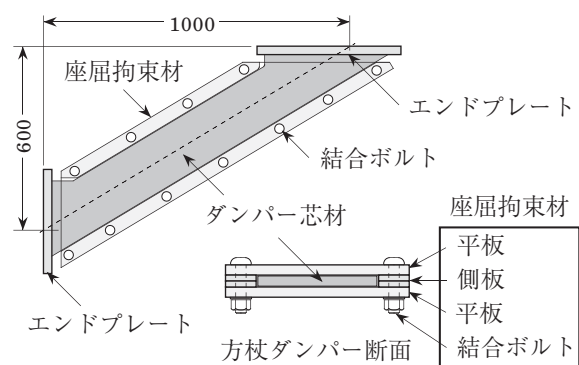


図 6.3 方杖ダンパー

表 6.1 部材鋼種

| 部材 | 鋼種 |
|---------------------------------|-----------------|
| 方杖ダンパー芯材 | SN400B |
| C ₁ , C ₂ | SN490B (SM490A) |
| 柱 C ₃ | STK490 |
| C ₄ , C ₅ | BCP325, PBCP440 |
| 大梁 | SM490A |
| 小梁 | SS400, SM490A |

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} + \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T} \quad , \quad \alpha_i = \frac{W_i}{W_T} \quad (6.2)$$

上式で、 W_i は*i*層よりも上層部の重量であり、基本固有周期 T は $0.03H$ で近似する。

必要保有水平耐力に対応するベースシヤ係数は、(6.1)式から $C_{BU} = {}_sQ_1 / W_T$ として得られる。各骨組に対する C_{BU} の値を表6.3に示す。この場合 C_{BU} は基本固有周期に反比例するので、層数(すなわち全重量 W_T)に反比例する。その結果、最下層の塑性設計用層せん断力 ${}_sQ_i$ は10層、20層、30層の3骨組ですべて等しい。

表 6.2 方杖ダンパー標準ラインナップ

| SN 400B | 方杖芯材 | | 軸耐力 | | 重量 [kgf] |
|------------|------------|-----------|-------------------|-----------------------|-------------|
| | 厚さ [mm] | 幅 [mm] | ${}_dN_y$ [kN] | $1.1 {}_dN_y$ [kN] | |
| No.1 | 16 | 105 | 395 | 434 | 106 |
| No.2 | 16 | 120 | 451 | 496 | 117 |
| No.3 | 16 | 135 | 508 | 558 | 122 |
| No.4 | 16 | 160 | 602 | 662 | 135 |
| No.5 | 19 | 160 | 714 | 786 | 146 |
| No.6 | 19 | 180 | 804 | 884 | 154 |
| No.7 | 19 | 200 | 893 | 982 | 184 |
| No.8 | 19 | 225 | 1005 | 1105 | 198 |
| No.9 | 22 | 225 | 1163 | 1280 | 223 |
| No.10 | 22 | 255 | 1318 | 1450 | 232 |

表 6.3 塑性設計用ベースシヤ係数

| | D_S | $T(s)$ | R_t | C_{BU} |
|--------|-------|--------|-------|----------|
| 10 層骨組 | 0.25 | 1.20 | 0.800 | 0.200 |
| 20 層骨組 | 0.25 | 2.40 | 0.400 | 0.100 |
| 30 層骨組 | 0.25 | 3.60 | 0.267 | 0.067 |

6.2.2 設計結果

3章の塑性設計手順にもとづいて選択した部材断面を以下にまとめる．表6.4に10層骨組の部材断面，表6.5に20層骨組の部材断面，表6.6に30層骨組の部材断面を示す．また，なお，これらの設計結果は必要保有水平耐力を対象としたものであり，いわゆる一次設計用の地震荷重に対する変形や応力の検定は行っていない．

10層，20層，30層の各基準骨組の部材断面のうち，梁と方杖ダンパーに関しては最上層と最下層の断面形は同じ寸法である．最下層の断面が同じである理由は，前項で述べたように，最下層の塑性設計用層せん断力が層数に関わらず等しいことによる．ただし，柱の場合は層数の増加に伴って下層部の柱の軸力が大きくなるので，表6.4～6.6に示すように，層数が多いほど断面寸法も大きくなる．以上決定された断面寸法に基づく部材ごとの鋼材重量を表6.7にまとめる．16m スパンの無柱空間の床を小梁で支持する計画のため，小梁の重量が69kg/m²と比較的大きい．

表 6.4(a) 10 層骨組 柱断面

| 層 | C ₁ (SN490B) | C ₂ (SN490B) | C ₃ (STK490) | C ₄ (BCP325) | C ₅ (BCP325) |
|----|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 10 | H-400×400×13×21 | H-400×400×13×21 | φ 400×9 | □-400×400×9 | □-400×400×9 |
| 9 | | | | □-400×400×16 | |
| 8 | | | | □-400×400×16 | |
| 7 | H-415×405×18×28 | H-418×407×20×30 | φ 400×16 | □-400×400×25 | □-400×400×12 |
| 6 | | | | □-400×400×32 | |
| 5 | H-418×412×25×30 | H-438×422×35×40 | φ 400×19 | □-400×400×36 | □-400×400×16 |
| 4 | | | | □-400×400×36 | |
| 3 | | | | □-400×400×36 | |
| 2 | H-428×417×30×35 | H-458×427×40×50 | φ 400×22 | □-400×400×36 | □-400×400×19 |
| 1 | | | | □-400×400×36 | |

表 6.4(b) 10 層骨組 梁断面

| 層 | G ₁ (SM490A) | G ₂ (SM490A) |
|----|-------------------------|-------------------------|
| 10 | H-600×200×9×12 | H-600×200×9×12 |
| 9 | | H-600×200×12×19 |
| 8 | | H-600×200×12×19 |
| 7 | H-600×200×12×19 | H-600×250×12×19 |
| 6 | | H-600×250×12×25 |
| 5 | | H-600×250×12×25 |
| 4 | H-600×250×16×28 | H-600×250×16×28 |
| 3 | | H-600×250×16×28 |
| 2 | | H-600×250×16×32 |
| 1 | | H-600×250×16×32 |

表 6.4(c) 10 層骨組 方杖ダンパー

| 層 | SN400B |
|----|--------------------------------------|
| 10 | No.1 ($_d N_y = 395 \text{ kN}$) |
| 9 | No.2 ($_d N_y = 451 \text{ kN}$) |
| 8 | No.4 ($_d N_y = 602 \text{ kN}$) |
| 7 | No.6 ($_d N_y = 804 \text{ kN}$) |
| 6 | No.7 ($_d N_y = 893 \text{ kN}$) |
| 5 | No.8 ($_d N_y = 1005 \text{ kN}$) |
| 4 | No.9 ($_d N_y = 1163 \text{ kN}$) |
| 3 | |
| 2 | No.10 ($_d N_y = 1318 \text{ kN}$) |
| 1 | |

表 6.5(a) 20 層骨組 柱断面

| 層 | C ₁ (SN490B) | C ₂ (SN490B) | C ₃ (STK490) | C ₄ (BCP325) | C ₅ (BCP325) |
|----|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 20 | H-400×400×13×21 | H-400×400×13×21 | φ 400×9 | □-500×500×12 | □-500×500×12 |
| 19 | | | | | |
| 18 | | H-414×405×18×281 | | □-500×500×16 | |
| 17 | | | | | |
| 16 | H-406×403×16×24 | H-414×405×18×281 | φ 400×12 | □-550×550×19 | |
| 15 | | | | | |
| 14 | H-414×405×18×28 | H-428×405×35×35 | φ 450×16 | □-550×550×25 | □-500×500×16 |
| 13 | | | | | |
| 12 | H-428×407×20×35 | H-448×405×35×45 | φ 500×22 | □-550×550×32 | □-500×500×19 |
| 11 | | | | | |
| 10 | H-428×412×25×35 | H-468×432×45×55 | φ 500×28 | □-600×600×36 | □-500×500×25 |
| 9 | | | | | |
| 8 | H-438×412×25×40 | H-478×437×50×60 | φ 500×36 | □-600×600×45 | □-500×500×28 |
| 7 | | | | | |
| 6 | H-438×422×35×40 | H-488×447×60×65 | | | |
| 5 | | | | | |
| 4 | H-438×422×35×40 | | | | |
| 3 | | | | | |
| 2 | H-438×422×35×40 | | | | |
| 1 | | | | | |

表 6.5(b) 20 層骨組 梁断面

| 層 | G ₁ (SM490A) | G ₂ (SM490A) |
|----|-------------------------|-------------------------|
| 20 | H-600×200×9×12 | H-600×200×9×12 |
| 19 | | |
| 18 | | H-600×200×9×16 |
| 17 | | |
| 16 | H-600×200×12×19 | H-600×250×9×19 |
| 15 | | |
| 14 | | H-600×250×12×19 |
| 13 | | |
| 12 | H-600×250×16×28 | H-600×250×12×22 |
| 11 | | |
| 10 | | |
| 9 | | |
| 8 | H-600×250×16×28 | H-600×300×12×25 |
| 7 | | |
| 6 | | |
| 5 | | |
| 4 | H-600×300×16×28 | |
| 3 | | |
| 2 | | |
| 1 | | |

表 6.5(c) 20 層骨組 方杖ダンパー

| 層 | SN400B |
|----|--|
| 20 | No.1 (${}_d N_y = 395 \text{ kN}$) |
| 19 | |
| 18 | No.2 (${}_d N_y = 451 \text{ kN}$) |
| 17 | |
| 16 | No.4 (${}_d N_y = 602 \text{ kN}$) |
| 15 | |
| 14 | No.5 (${}_d N_y = 714 \text{ kN}$) |
| 13 | |
| 12 | No.6 (${}_d N_y = 804 \text{ kN}$) |
| 11 | |
| 10 | No.7 (${}_d N_y = 893 \text{ kN}$) |
| 9 | |
| 8 | No.8 (${}_d N_y = 1005 \text{ kN}$) |
| 7 | |
| 6 | No.9 (${}_d N_y = 1163 \text{ kN}$) |
| 5 | |
| 4 | No.10 (${}_d N_y = 1318 \text{ kN}$) |
| 3 | |
| 2 | |
| 1 | |

表 6.6(a) 30 層骨組 柱断面

| 層 | C ₁ (SN490B) | C ₂ (SN490B) | C ₃ (STK490) | C ₄ (BCP325) | C ₅ (BCP325) | | | | |
|----|-------------------------|-------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|---------------------------|----------|---------------------------|--------------|
| 30 | H-400×400×13×21 | H-400×400×13×21 | φ 400×9 | □-500×500×12 | □-400×400×12 | | | | |
| 29 | | | | □-500×500×16 | | | | | |
| 28 | | | | | | | | | |
| 27 | | | | | | | | | |
| 26 | | | | | | | | | |
| 25 | H-414×405×18×28 | H-414×405×18×28 | φ 400×12 | □-500×500×22 | □-400×400×16 | | | | |
| 24 | | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | | | |
| 22 | H-414×407×20×30 | H-418×412×25×30 | φ 400×16 | □-550×550×28 | □-450×450×19 | | | | |
| 21 | | H-428×417×30×35 | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | |
| 19 | H-428×412×25×35 | H-448×417×30×45 | φ 450×19 | □-550×550×32 | □-500×500×22 | | | | |
| 18 | | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | H-542×480×30×45 | φ 500×25 | □-550×550×32 [※] | □-500×500×25 |
| 14 | H-542×480×35×45 | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | |
| 12 | H-438×412×25×40 | H-542×480×35×45 | φ 500×32 | □-600×600×32 [※] | □-500×500×28 | | | | |
| 11 | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | H-552×495×45×50 | φ 550×36 | □-600×600×36 [※] | □-550×550×28 |
| 9 | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | |
| 7 | H-562×500×50×55 | φ 600×40 | □-600×600×40 [※] | □-600×600×32 | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | |
| 4 | H-572×510×60×60 | φ 600×45 | □-600×600×45 [※] | □-600×600×36 | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | |
| 2 | | | | | H-582×510×60×65 | □-600×600×50 [※] | | | |
| 1 | | | | | | | | | |

※はPBCP440材

表 6.6(b) 30 層骨組 梁断面

| 層 | G_1 (SM490A) | G_2 (SM490A) |
|----|--|--|
| 30 | $H-600 \times 200 \times 9 \times 12$ | $H-600 \times 200 \times 9 \times 12$ |
| 29 | | |
| 28 | | |
| 27 | | |
| 26 | | $H-600 \times 200 \times 9 \times 19$ |
| 25 | | |
| 24 | | |
| 23 | | |
| 22 | $H-600 \times 250 \times 12 \times 19$ | |
| 21 | | |
| 20 | $H-600 \times 200 \times 12 \times 19$ | $H-600 \times 250 \times 12 \times 22$ |
| 19 | | |
| 18 | | |
| 17 | | $H-600 \times 250 \times 12 \times 25$ |
| 16 | | |
| 15 | $H-600 \times 250 \times 16 \times 28$ | $H-600 \times 250 \times 16 \times 28$ |
| 14 | | |
| 13 | | |
| 12 | | |
| 11 | | |
| 10 | | $H-600 \times 300 \times 16 \times 28$ |
| 9 | | |
| 8 | | |
| 7 | | |
| 6 | | |
| 5 | | |
| 4 | | |
| 3 | | |
| 2 | | |
| 1 | | |

表 6.6(c) 30 層骨組 方杖ダンパー

| 層 | SN400B |
|----|--|
| 30 | No.1 (${}_d N_y = 395 \text{ kN}$) |
| 29 | |
| 28 | |
| 27 | |
| 26 | No.3 (${}_d N_y = 508 \text{ kN}$) |
| 25 | No.4 (${}_d N_y = 602 \text{ kN}$) |
| 24 | |
| 23 | No.5 (${}_d N_y = 714 \text{ kN}$) |
| 22 | No.6 (${}_d N_y = 804 \text{ kN}$) |
| 21 | No.7 (${}_d N_y = 893 \text{ kN}$) |
| 20 | |
| 19 | |
| 18 | No.8 (${}_d N_y = 1005 \text{ kN}$) |
| 17 | |
| 16 | |
| 15 | No.9 (${}_d N_y = 1163 \text{ kN}$) |
| 14 | |
| 13 | |
| 12 | |
| 11 | No.10 (${}_d N_y = 1318 \text{ kN}$) |
| 10 | |
| 9 | |
| 8 | |
| 7 | |
| 6 | |
| 5 | |
| 4 | |
| 3 | |
| 2 | |
| 1 | |

表 6.7 鋼材重量

| | 柱 t | 大梁 t | 小梁 t | 方杖 t | 合計 t | 単位床面積あたり kg/m ² |
|-------|--------|---------|---------|---------|---------|-------------------------------|
| 10層骨組 | 629 | 205 | 1383 | 375 | 2592 | 129 |
| 20層骨組 | 1476 | 420 | 2766 | 773 | 5435 | 135 |
| 30層骨組 | 2551 | 642 | 4149 | 1168 | 8510 | 141 |

6.3 高層骨組の弾塑性解析

前節で設計した10層、20層、30層の方杖接合骨組を対象に、静的増分解析および動的地震応答解析をおこない耐震性能について検証する。解析モデルは4章で示した単純化モデルとする。

6.3.1 骨組の静的増分解析

剛床仮定を適用し骨組の対称性から X_1 構面のみ解析をおこなう。コア部は、柱に取り付く梁をピン接合としていて水平力を負担しないため、無視している。図6.4に高層骨組の単純化モデルを示す。鉛直荷重は柱梁接合部の節点に与えるものとし、支配床面積から算出した値は $P_1 = 197\text{kN}$ 、 $P_2 = 118\text{kN}$ 、

$P_3 = 20\text{kN}$ である。これらの値は10層、20層、30層とも同一である。鉛直荷重を載荷した後に、設計用地震荷重を比例載荷させる。鋼材の材料特性は、歪硬化係数が1%のBi-Linear型で降伏応力はF値の1.1倍とする。

静的増分解析の結果を以下に示す。図6.5に各骨組ベースシヤ係数 C_B と有効構造回転角 R_{EF} の関係を示す。有効構造回転角とは設計用層モーメントを重みとする各層の層間変形角の平均値である。表6.8に一次設計用地震レベル($C_0 = 0.2$)に相当する各層の層間変位角の値を示す。層間変位角は全骨組のすべての層において1/200rad以下に収まっている。

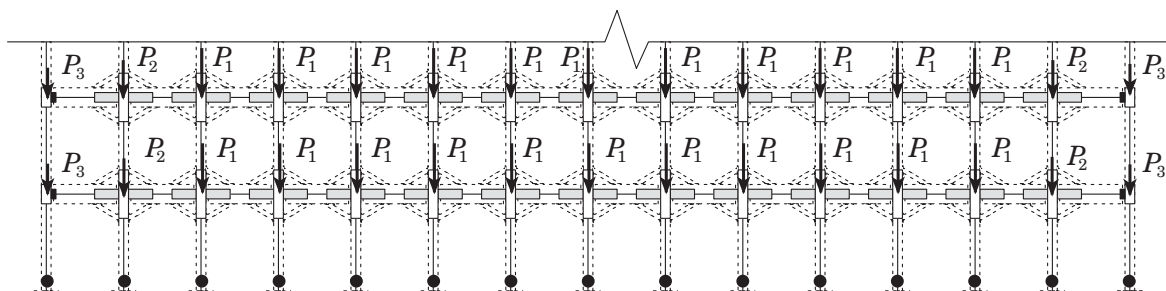


図 6.4 高層骨組の単純化モデル

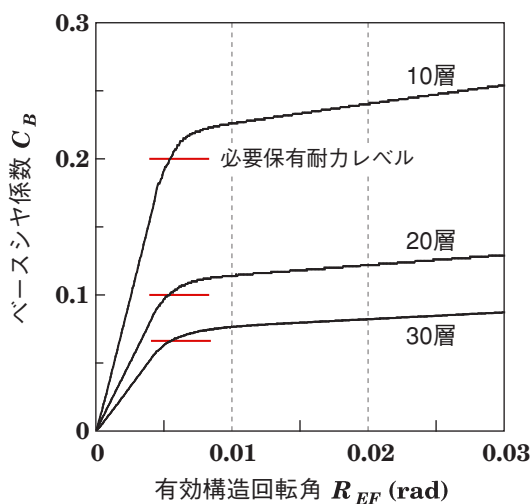


図 6.5 $C_B - R_{EF}$ 関係

表 6.8 一次設計用地震荷重時の層間変位角

(a) 10層骨組

| 層 | R(rad) |
|----|--------|
| 10 | 1/365 |
| 9 | 1/266 |
| 8 | 1/238 |
| 7 | 1/245 |
| 6 | 1/232 |
| 5 | 1/249 |
| 4 | 1/249 |
| 3 | 1/262 |
| 2 | 1/264 |
| 1 | 1/235 |

(b) 20層骨組

| 層 | R(rad) | 層 | R(rad) |
|----|--------|----|--------|
| 20 | 1/408 | 10 | 1/233 |
| 19 | 1/308 | 9 | 1/249 |
| 18 | 1/263 | 8 | 1/246 |
| 17 | 1/235 | 7 | 1/248 |
| 16 | 1/220 | 6 | 1/256 |
| 15 | 1/225 | 5 | 1/260 |
| 14 | 1/221 | 4 | 1/267 |
| 13 | 1/226 | 3 | 1/286 |
| 12 | 1/222 | 2 | 1/287 |
| 11 | 1/228 | 1 | 1/268 |

(c) 30層骨組

| 層 | R(rad) | 層 | R(rad) | 層 | R(rad) |
|----|--------|----|--------|----|--------|
| 30 | 1/380 | 20 | 1/219 | 10 | 1/265 |
| 29 | 1/299 | 19 | 1/215 | 9 | 1/270 |
| 28 | 1/248 | 18 | 1/227 | 8 | 1/272 |
| 27 | 1/225 | 17 | 1/228 | 7 | 1/274 |
| 26 | 1/218 | 16 | 1/228 | 6 | 1/277 |
| 25 | 1/216 | 15 | 1/236 | 5 | 1/281 |
| 24 | 1/220 | 14 | 1/244 | 4 | 1/287 |
| 23 | 1/216 | 13 | 1/243 | 3 | 1/298 |
| 22 | 1/215 | 12 | 1/243 | 2 | 1/303 |
| 21 | 1/221 | 11 | 1/248 | 1 | 1/313 |

6.3.2 骨組の地震応答解析

高層建築物の地震応答解析では、観測地震波3波(El Centro 1940 NS, Taft1952EW, Hachinohe 1968NS)の他に、建設地盤の特性を反映した模擬地震動(いわゆる告示波)3波が入力地震動として用いられている。ここでは、告示波3波のかわりに建築センター波であるBCJ L2とBCJ L1を用いる。

入力地震動を表6.9に示し、各々の擬似速度応答スペクトルを図6.5に示す。観測地震波3波については、最大速度が0.50m/sとなるように最大加速度を基準化している。Taft EWとBCJの図中にプロットしている記号については後述する。

内部粘性減衰は初期剛性比例型とし、1次の減衰定数を0.02とする。3種の骨組の固有周期を表6.10に示す。1次固有周期は0.03Hによる値より2割程度長くなっている。

表6.9の入力地震動(レベル2)に対する基準骨組の地震応答解析結果として、図6.6に各層の最大層間変位角 R_{\max} (rad)、方杖ダンパーの累積塑性変形倍率 η 、最大歪 ϵ_{\max} (%)を示す。方杖ダンパーの累積塑性変形倍率や最大歪は、同一層内の多数のダンパーの内の最大値を採用したものである。これらの値は図6.3に示す芯材の平行部のみが伸縮可能で、拡幅部やエンドプレート部は剛として算出している。また、累積塑性変形倍率は正負の塑性変形の総和に対する値である。

どの骨組においても、一部の入力地震動に対する最大層間変位角が上階の一部の層で0.01radを超える結果となっているが、多くの層で0.01rad以下に収まっている。0.01radを上回る層間変位角を示した骨組については方杖ダンパーおよび柱梁の部材断面を再選択することで0.01rad以下に収めることが可能であると考えられ、この手順については6.3.3項に後述する。

表 6.9 入力地震動

| 地震動 | 最大加速度 [m/s ²] | 最大速度 [m/s] | 継続時間 [s] |
|--------------|------------------------------|---------------|-------------|
| El Centro NS | 5.11 | 0.50 | 53 |
| Taft EW | 4.97 | 0.50 | 54 |
| Hachinohe NS | 3.34 | 0.50 | 51 |
| BCJ L2 | 3.56 | — | 120 |
| BCJ L1 | 2.07 | 0.25 | 60 |

表 6.10 骨組の固有周期

| | 10層 | 20層 | 30層 |
|----|-------|-------|-------|
| 1次 | 1.468 | 2.856 | 4.185 |
| 2次 | 0.537 | 1.047 | 1.526 |

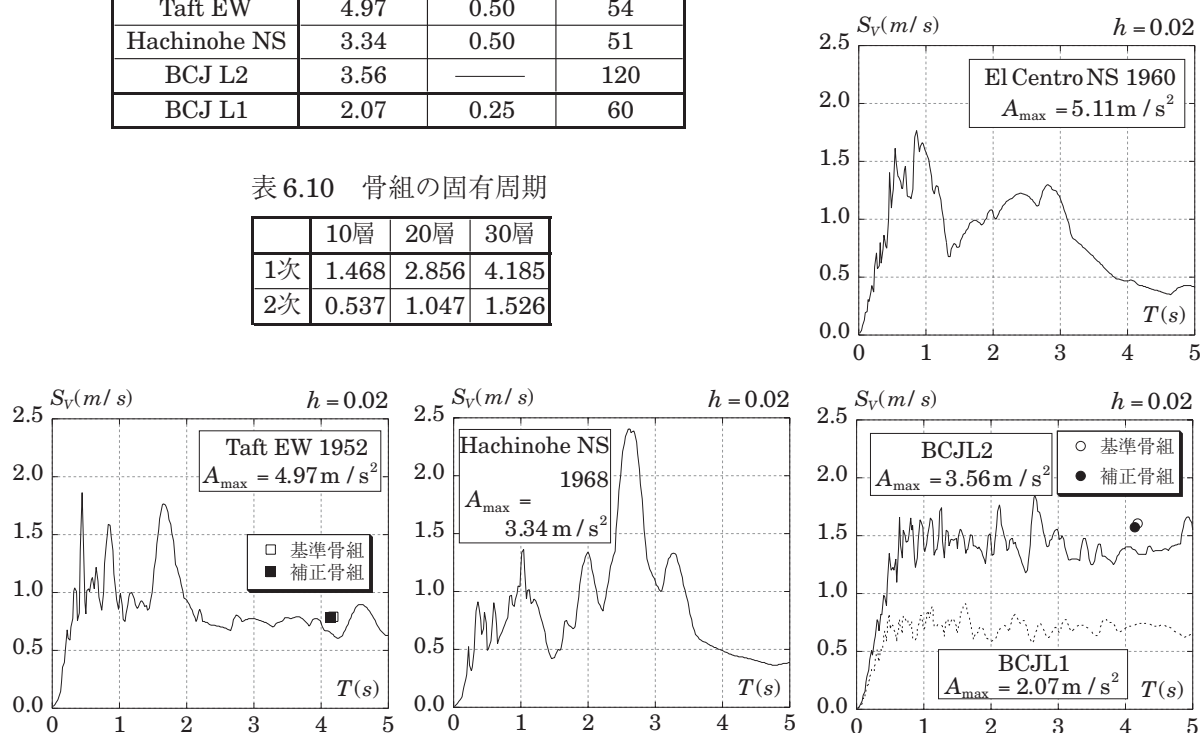


図 6.5 入力地震動の擬似速度応答スペクトル

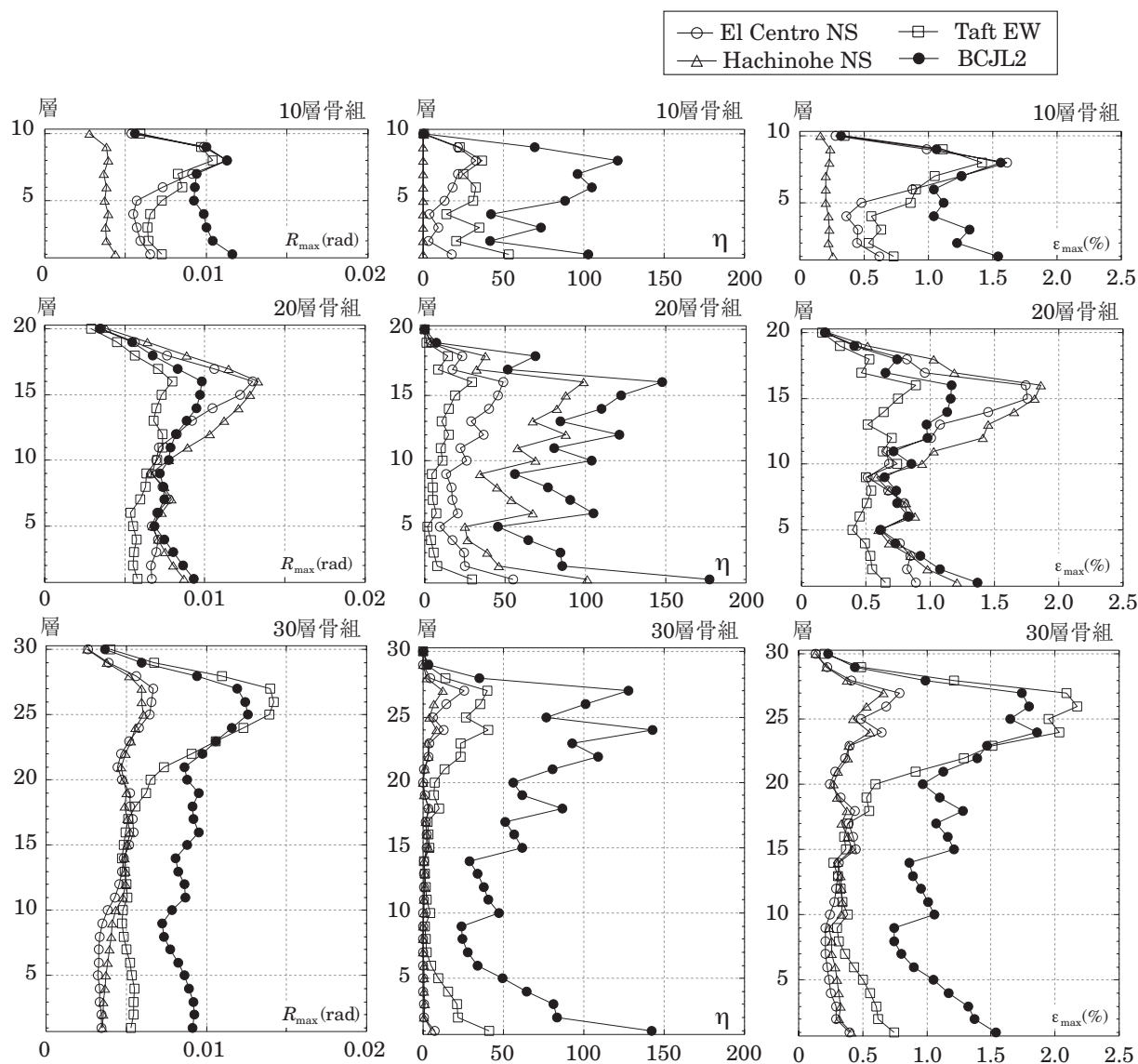


図 6.6 最大層間変位角 $R_{\max}(\text{rad})$

図 6.7 方杖累積塑性変形倍率 η

図 6.8 方杖最大歪 $\varepsilon_{\max}(\%)$

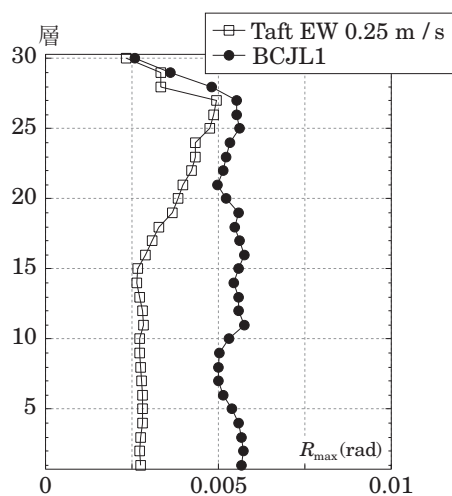


図 6.9 レベル 1 地震動に対する応答

SN400B を芯材とする方杖ダンパーについて保有性能を確認することを目的として、表 6.1 の標準ラインアップのうち No.6 と No.8 のダンパーの繰返し載荷実験をおこなっている。その結果によると、±4% の歪振幅に対して累積塑性変形倍率で 2300 強という値が得られている。これに対し地震応答解析の結果は、継続時間が長い BCJ L2 に対しても累積塑性変形倍率で 150 程度、最大歪で高々 2% 程度であり、方杖ダンパーの塑性変形性能に対する要求性能は保有性能に比べて十分小さいといえる。

図 6.9 にはレベル 1 地震動として BCJ L1 原波と最大速度を 0.25m/s に基準化した Taft EW を用いたときの 30 層骨組の最大層間変位角応答を示す。両地震動に対する最大層間変位角はほぼ 1/200rad 以下に収まっている。また Taft EW-0.25kine に対しては塑性化していないが、BCJ L1 に対しては方杖ダンパーに軽微な塑性化が生じていた。

6.3.3 層間変位角応答改善法

レベル 2 の入力地震動に対しては、基準骨組の上層部で大きな変位応答が生じ、最大層間変位角が 1/100rad を超える層もあった。そこで本項では、基準骨組の地震応答結果を用い、最大層間変位角を 1/100rad 以下に抑えることを目標に 30 層基準骨組上層部での部材断面を変更した補正骨組の設計と解析を試みる。

例えば図 6.6 の BCJ L2 や Taft の応答結果のように、骨組の高さ方向に局所的に大きな層間変位角が生じる場合、応答を一様化するための考え方や方法が文献 6-3) から 6-5) で提案されている。河野らは、秋山の損傷集中則に基づく地震応答改善法を適用して各層の応答が一様化されることを例示している。これは、応答が大きい層の層せん断力を割り増す方法を与えるものであり、修正倍率は経験則に基づいて設定される。本論も同様に層せん断耐力の修正倍率を定義するが、その値は図 6.10 に基づいて以下のように定義する。

基準骨組の層せん断力－層間変位関係を図 6.10 の実線のような完全弾塑性型と仮定する。 δ_{or} が骨組の最大層間変位角を表し、そのときの層せん断力－層間変位関係を OA_0B_0 とする。一方、最大層間変位角を補正する目的で層せん断耐力を s_i 倍した関係を点線 OA_1B_1 で表す。このとき、剛性も耐力に比例して s_i 倍になるものとする。これは、方杖接合骨組では選定された方杖ダンパーの耐力に応じて弾性を維持するような柱・梁の断面を指定するからである。

図 6.10 における台形 OA_0B_0 と台形 OA_1B_1 の面積が同じであると仮定すると次式が得られる。

$$s_i = \frac{2\delta_{or} - \delta_y}{2\delta_{tg} - \delta_y} \quad (6.3)$$

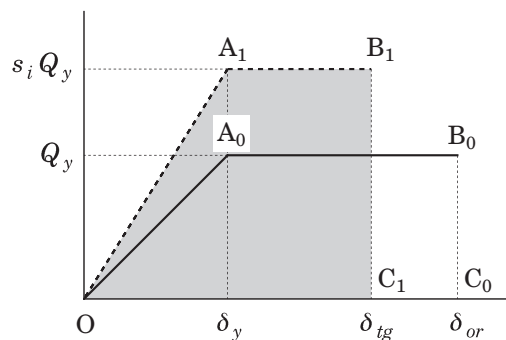


図 6.10 層せん断力－層間変位関係のモデル

目標とする応答変位 δ_{tg} を層間変位角 $1/100\text{rad}$ に相当するものとする。30層骨組の基準骨組で上層部の応答が大きかった Taft EW 入力時の結果を用い、層間変位角が 0.01rad を超えた 23～28層を対象に(6.3)式を適用した s_i を算定した結果を表 6.11 に示す。表中の R_{or} と R_y はそれぞれ図 6.10 の δ_{or} と δ_y に対応する層間変位角の値である。基準骨組の設計用層せん断力係数とそれに表 6.10 の s_i を乗じた係数の分布を図 6.11 に示す。

補正骨組は、図 6.11 の s_i 倍分布を用いて 23～28層の方杖ダンパーを最選定し、柱と梁も弾性を維持するように断面を変更したものである。ただしこの分布に対しては、下層部の部材断面が上層部の断面より小さくならないよう格段面を決定した。参考までに、21層から上層の方杖ダンパーの変更前と変更後の番号(表 6.2 に対応する番号)と降伏耐力を表 6.12 に示す。

30層の補正骨組の地震応答解析では、基準骨組で大きな層間変位応答を生じさせた Taft EW, BCJ L2 の2波を入力地震動として用いている。補正骨組の最大層間変位角応答を基準骨組の応答と比較して図 6.12 に示す。両地震動に対して、最大層間変位角は全層でほぼ $1/100\text{rad}$ 以下に収まっている。補正骨組の上層部で最大層間変位角応答が大幅に低減している一方で、下層部では応答がわずかに増幅している。図 6.5 中にプロットされている記号 \square や \circ は、損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値^{6.6)}を表すもので、基準・補正両骨組ともにほぼ同じ値となっている。このことが補正骨組の上層の応答が低減し、下層の応答がやや増加した理由であると解釈できる。

図 6.13 には Taft EW 入力時の基準骨組と補正両骨組の第 25 層の層せん断力－層間変位角関係を示す。図 6.10 の仮定のように補正骨組は弾性剛性、耐力ともに増大していて、最大変位が大きく減少していることがわかる。

表 6.11 Taft EW に対する s_i の値

| 層 | R_{or} | R_y | Q_i [kN] | s_i |
|----|----------|--------|------------|-------|
| 28 | 0.0110 | 0.0063 | 4430 | 1.14 |
| 27 | 0.0140 | 0.0068 | 5340 | 1.61 |
| 26 | 0.0143 | 0.0068 | 6160 | 1.64 |
| 25 | 0.0140 | 0.0073 | 6930 | 1.61 |
| 24 | 0.0123 | 0.0068 | 7650 | 1.35 |
| 23 | 0.0105 | 0.0070 | 8320 | 1.09 |

表 6.12 補正骨組方杖ダンパー No. と軸耐力

| 層 | 基準骨組 | | 補正骨組 | |
|----|-------|---------|-------|---------|
| | 方杖No. | 軸耐力(kN) | 方杖No. | 軸耐力(kN) |
| 30 | No.1 | 395 | No.1 | 395 |
| 29 | No.1 | 395 | No.1 | 395 |
| 28 | No.1 | 395 | No.2 | 451 |
| 27 | No.1 | 395 | No.5 | 714 |
| 26 | No.3 | 508 | No.6 | 804 |
| 25 | No.4 | 451 | No.6 | 804 |
| 24 | No.4 | 451 | No.6 | 804 |
| 23 | No.5 | 714 | No.6 | 804 |
| 22 | No.5 | 714 | No.6 | 804 |
| 21 | No.6 | 804 | No.6 | 804 |

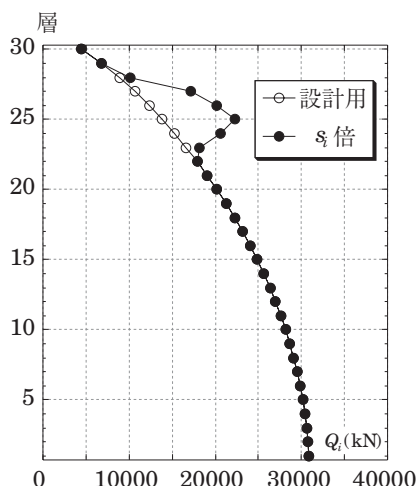


図 6.11 s_i 倍した設計用層せん断力係数分布

図6.14には、地震動入力終了後の補正骨組の残留層間変位角を基準骨組と比較して示している。補正骨組の残留層間変位角も基準骨組に比べて減少している。

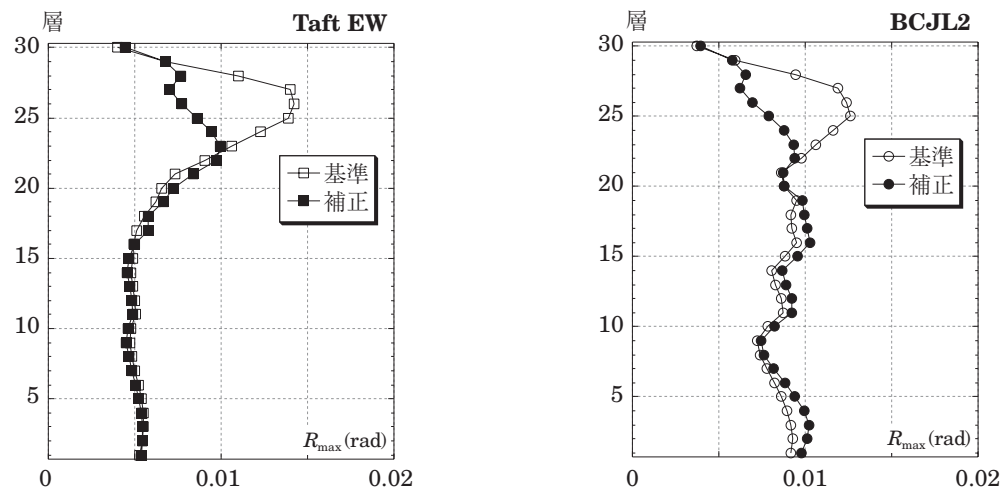


図 6.12 補正骨組の最大層間変位角応答

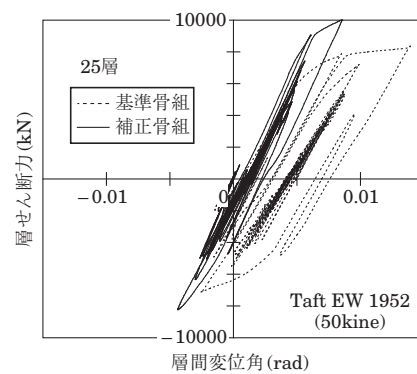


図 6.13 基準骨組と補正骨組 25 層の $Q-\delta$ 関係

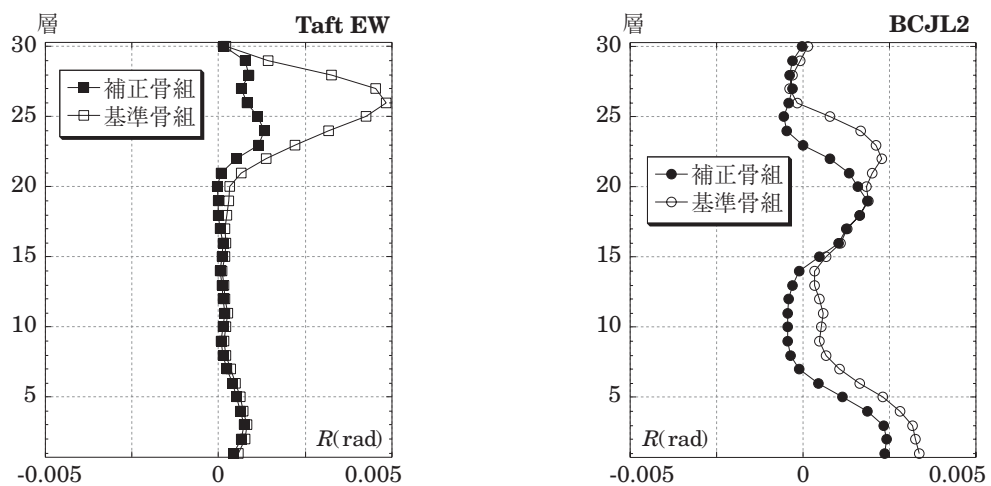


図 6.14 補正骨組の残留層間変位角

6.4 統計との比較

本章で検討した方杖ダンパー接合構造による高層骨組の特性を、1963年から2007年における鋼構造高層骨組(以下、「既存S造」)に関する統計値⁶⁻⁷⁾と比較する。

図6.15は、建物高さ H と1次固有周期 T の関係を示したものである。本章で検証した10層、20層、30層の方杖接合骨組に関する値を●で示している。建物の1次固有周期は $T = 0.03H$ の前後に分布し、方杖接合骨組と既存S造の間に特徴的な差異は見られない。

図6.16は既存S造の設計で採用された設計せん断力相当のベースシヤ係数(以下、「設計 C_B 」)と1次固有周期 T の関係を示したものである。図中の実線は設計 C_B のおおよその上下限を示している。統計値の中には制振ダンパーを適用し設計せん断力を低く抑えた例が含まれる。図6.17は保有水平耐力に相当するベースシヤ係数(以下、「保有耐力 C_B 」)と1次固有周期 T の関係を示している。図中の実線は、図6.16の設計 C_B の上下限に、保有耐力 C_B の設計 C_B に対する倍率の統計的な平均値1.63⁶⁻⁸⁾を乗じたものであり、既存S造に関する保有耐力 C_B の統計値に相当するものである。方杖接合骨組の保有耐力 C_B としては表6.3の塑性設計用ベースシヤ係数を採用している。方杖接合骨の保有耐力 C_B は、組統計的なせん断力レベルと比較してほぼ平均的な値あるいはそれ以下であるといえる。

以上の比較から、超高層骨組に方杖ダンパー接合構造を適用した場合、既存の鋼構造骨組と同等の鋼材量で設計することが可能であると想定できる。この場合、方杖接合骨組では柱と梁の接合に完全溶込み溶接を要さず梁部材の靱性能も不要であるため、SS400やSM490Aに相当する鋼材を使用することができる。

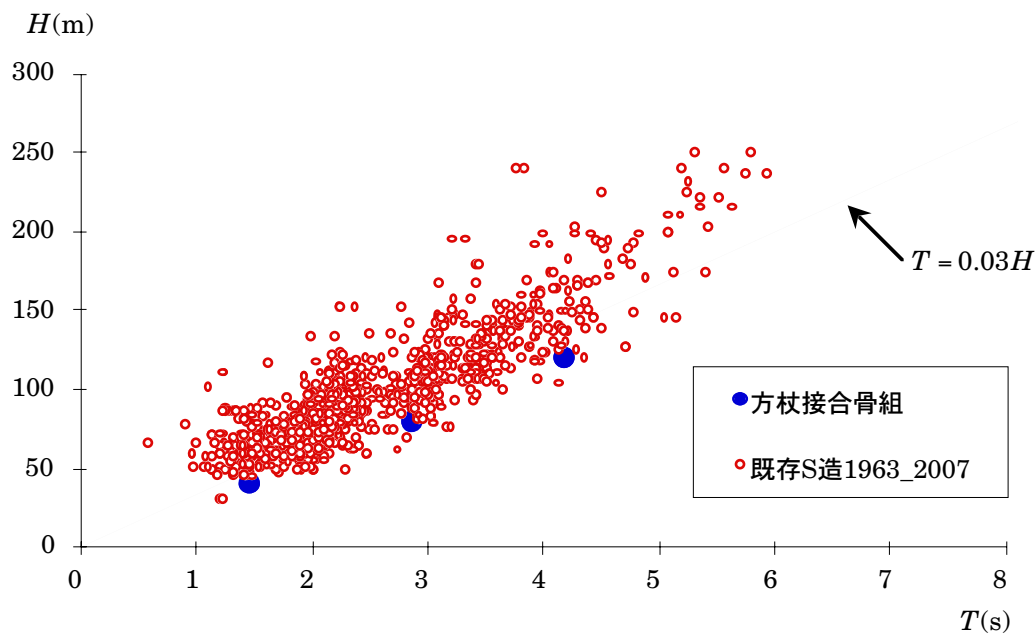


図 6.15 鋼構造建築物の高さ H と 1 次固有周期 T の関係

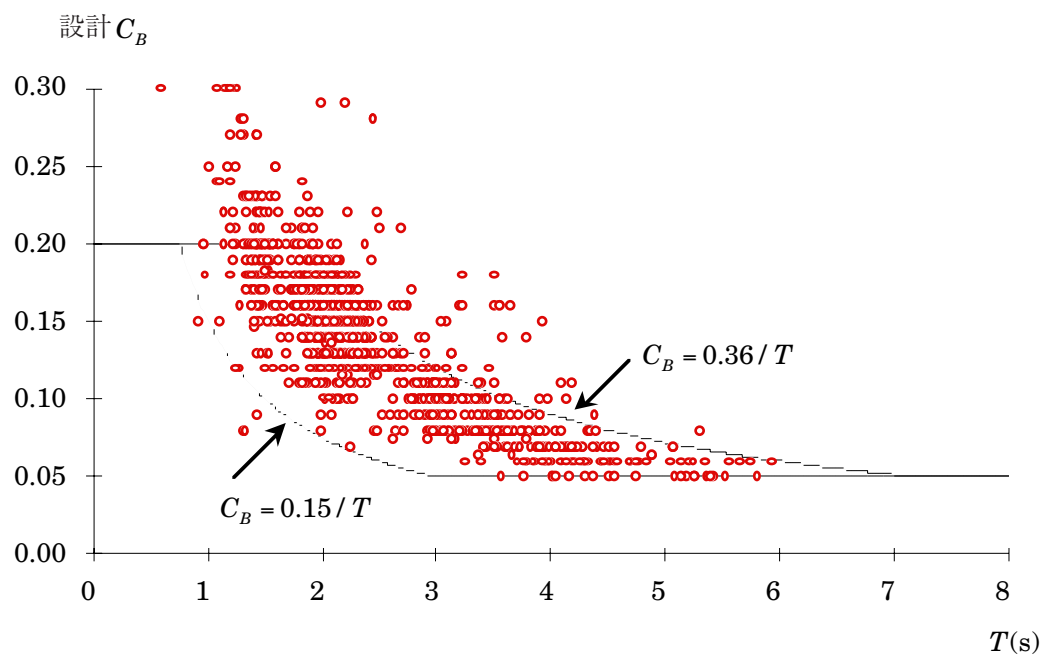


図 6.16 鋼構造高層骨組 設計せん断力(設計 C_B)と 1 次固有周期 T の関係

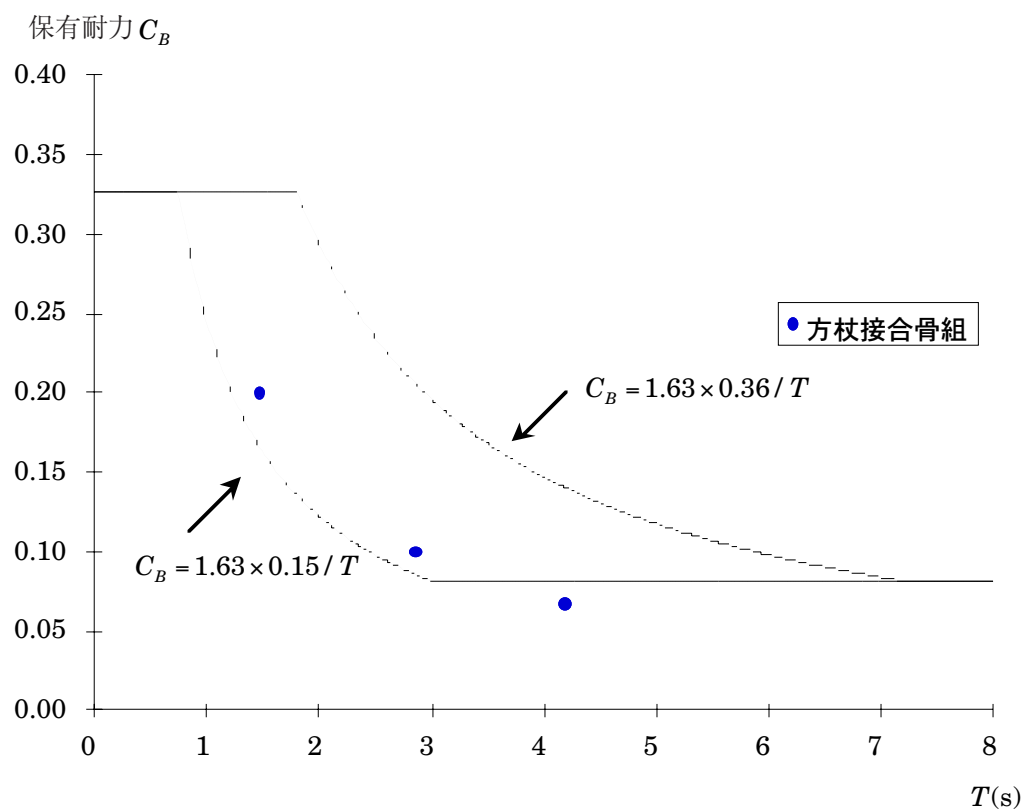


図 6.17 鋼構造高層骨組 保有水平耐力(保有耐力 C_B)と 1 次固有周期 T の関係

6.5 まとめ

本章では、方杖接合ダンパー接合構造の高層骨組への適用可能性を検討するため、高さが40m～120mの3種類の方杖接合骨組を対象とし、設計・解析に関するケーススタディを実施した。また、既存の鉄骨造高層骨組の統計との比較により、想定される鋼材重量に関する考察を加えた。得られた知見を以下にまとめる。

- [1] 構造特性係数 $D_s = 0.25$ として許容応力度計算のルート3に準拠して設計した骨組は、レベル1の入力地震動に対して最大層間変位角は $1/200\text{rad}$ 以下になる。
- [2] 同様にレベル2入力地震動に対する最大層間変位角は、上層部の保有水平耐力分布を補正することによって $1/100\text{rad}$ 以下に収めることができる。
- [3] 方杖ダンパー接合構造を高層骨組に適用した場合でも、方杖ダンパーの塑性変形に関する要求性能は、実験で確認されている保有性能より十分小さく、地震後の取り替えの必要はない。
- [4] 方杖ダンパー接合構造で高層骨組を設計した場合の部材断面は現実的に選択可能なものであり、既存の鉄骨造高層骨組と比較しても同等の鋼材重量で実現可能と考えられる。

- 6-1) 国土交通省住宅局建築指導課，他編集：建築物の構造関係技術基準解説書，平成13年3月。
- 6-2) 井上一朗，寺島雄一郎・聲高裕治・吉田文久：方杖ダンパーの標準仕様と性能確認実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系，2006.6。
- 6-3) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂，1999.11。
- 6-4) 川上秀二郎，河野昭彦，岡本勇紀：CFT構造ラーメン骨組の地震時の応答層間変形角分布の改善方法について，日本建築学会構造系論文集，第585剛，pp.223-229，2004.11。
- 6-5) CFT柱を用いた鉄骨骨組の動的耐震設計法ガイドライン 付4応答修正法，(社)日本鋼構造協会テクニカルレポート No.27.2006
- 6-6) 小川厚治，井上一朗，中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察，日本建築学会構造系論文集，第530号，pp.177-184，2000.4
- 6-7) (財)日本建築センター性能評価シート，1963～2007
- 6-8) 太田外氣晴，座間信作：巨大地震と大規模鋼構造物一長周期地震動による被害と対策，共立出版，2005

第7章 結論

7.1 本論文の結論

本論文では、方杖ダンパー接合構造を適用した鋼構造骨組の耐震設計に関して、接合部・骨組の設計方法の提示、骨組の試設計・地震応答解析による検討を実施した。第2章から第6章で得られた結論を以下にまとめる。

第2章では、方杖ダンパー接合構造における高力ボルト接合部および方杖ダンパー座屈拘束材の設計法を提示した。各部設計法の概要を以下にまとめる。

- [1] 方杖ダンパーの両端の接合部はエンドプレート形式とし、終局時に想定される最大軸力が方杖ダンパーの芯材に作用しても高力ボルト接合部にすべりや離間が生じず、またエンドプレート、柱フランジ、梁フランジが面外曲げ降伏による崩壊機構を形成しないように設計する。
- [2] 接合アングル接合部は、方杖ダンパー芯材が想定される最大軸力に達するまで、高力ボルト接合部でのすべりや離間が生じず、接合アングルが崩壊機構を形成せず、また柱フランジ、梁フランジが面外曲げ降伏による崩壊機構を形成しないように設計する。
- [3] 横補剛アングルの接合部は、方杖ダンパー芯材が想定される最大軸力に達するまで、高力ボルト接合部でのすべりが生じず、梁の構面外方向に対して横補剛アングルが降伏しないように設計する。
- [4] 方杖ダンパーの座屈拘束材は、方杖ダンパー芯材の最大軸力に対して、全体座屈拘束条件、結合条件、局部崩壊防止条件のすべてを満たすように設計する。

上記[4]方杖ダンパー座屈拘束材の設計条件の検証を目的として、5体の試験体を対象に繰り返し加力に対する性能確認実験をおこなった。座屈拘束条件をすべて満たす試験体は十分な塑性変形能力を保有し、条件を満たさない試験体は想定されたモードで早期に破壊した。以上の結果から、方杖ダンパーの座屈拘束設計に関する本章の手続きは妥当なものと結論できる。

第3章では、方杖接合骨組に必要な保有水平耐力を付与し、終局時において1層柱脚以外の柱梁部材を弾性範囲に留めるための塑性設計の手順を示した。

設計例として実大試験体骨組の設計例を提示した上で、静的増分解析により方杖接合骨組の挙動を確認した。解析の結果、本章で提示した設計法に従った方杖接合骨組は想定通りの挙動を示すこと、すなわち柱梁部材は弾性に留めたまま、方杖ダンパーの降伏と1階柱脚の塑性ヒンジ形成により崩壊機構に至ることが確認された。

また、上記の挙動は実大試験体の静的載荷実験によっても確認されており、本章で提示した設計手順の妥当性が示されたと言える。

第4章では、方杖接合骨組の静的増分解析や地震応答解析を容易にするため、接合部周辺の自由度を縮約した単純化モデルを提案し、単純化モデルの静的・動的解析の方法を構築した。

単純化モデルの妥当性を検証するため、実大試験体骨組⁴⁶⁾を対象として詳細解析モデルによる静的増分解析結果ならびに実験結果との比較を行った。単純化モデルと詳細解析モデルの解析結果に顕著な差はなく、いずれも実験結果とよい対応を示した。

さらに、10層骨組の静的増分解析および地震応答解析を行い詳細解析モデルを用いた解析結果と比較した。その結果、骨組の弾性剛性や耐力、ダンパーの塑性変形量は両モデルでよく一致した。また、単純化モデルを用いることによって解析時間は大よそ50分の1と大幅に低減された。

以上より、方杖接合骨組の解析モデルとして単純化モデルが、骨組の挙動や方杖ダンパーの塑性変形量を追跡するうえで十分な精度を有すること、ならびに解析時間の短縮に有効な解析モデルであることが確認された。

第5章では、5層と10層の骨組について、方杖接合骨組と角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の従来型骨組をそれぞれ設計し、骨組の鋼材重量および弾塑性応答性状について比較した。得られた知見と考察を以下にまとめる。

- [1] 鋼材重量に関しては、方杖接合骨組の方が1割程度大きい結果となった。しかし、方杖接合骨組では柱と梁に開先加工や完全溶込溶接が不要なので、溶接性に優れた鋼材を使用する必要はなく、SS400やSN400A級の鋼材を用いることができる。
- [2] 方杖接合骨組の力学的特性は剛性が高いことにある。 $D_s=0.25$ に相当する地震荷重に対して設計された方杖接合骨組は、従来型骨組より保有水平耐力が小さいにもかかわらず、 $1/200\text{rad}$ の層間変位角制限を自動的に満足する結果が得られている。
- [3] 同条件で設計した方杖接合骨組と従来型骨組に関して、3種類の入力地震動に対する変位応答および損傷に寄与する地震入力エネルギーについて大きな差異はない。
- [4] 地震応答解析の結果エネルギー吸収要素に生じる塑性変形は、方杖ダンパーに関してはその保有性能に比べて十分小さいが、柱弱軸方向の接合要素として想定するパイ形ダンパーについては保有性能よりやや小さい程度であった。

第6章では、方杖接合ダンパー接合構造の高層骨組への適用可能性を検討するため、高さが40m～120mの3種類の方杖接合骨組を対象とし、設計・解析に関するケーススタディを実施した。また、既存の鉄骨造高層骨組の統計との比較により、想定される鋼材重量に関する考察を加えた。得られた知見を以下にまとめる。

- [1] 構造特性係数 $D_s = 0.25$ として許容応力度計算のルート3に準拠して設計した骨組は、レベル1の入力地震動に対して最大層間変位角は $1/200\text{rad}$ 以下になる。
- [2] 同様にレベル2入力地震動に対する最大層間変位角は、上層部の保有水平耐力分布を補正することによって $1/100\text{rad}$ 以下に収めることができる。
- [3] 方杖ダンパー接合構造を高層骨組に適用した場合でも、方杖ダンパーの塑性変形に関する要求性能は、実験で確認されている保有性能より十分小さく、地震後の取り替えの必要はない。
- [4] 方杖ダンパー接合構造で高層骨組を設計した場合の部材断面は現実的に選択可能なものであり、既存の鉄骨造高層骨組と比較しても同等の鋼材重量で実現可能と考えられる。

論文リスト

【学術論文】

1. 百野泰樹, 聲高裕治, 井上一朗: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 586 号, pp.219-226, 2004.12.
2. 聲高裕治, 安藤正和, 百野泰樹, 吹田啓一郎, 井上一朗: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp.109-116, 2005.9.
3. 張シシュン, 井上一朗, 聲高裕治, 百野泰樹: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の設計と地震応答, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 11 巻, 第 42 号, pp.63-73, 2004.6.
4. 百野泰樹, 聲高裕治, 井上一朗, 諸岡繁洋: 方杖ダンパーの座屈拘束設計と性能確認実験, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 12 巻, 第 45 号, pp.233-241, 2005.3.
5. 寺島雄一郎, 百野泰樹, 多賀謙蔵, 井上一朗: 方杖ダンパー接合構造を適用した高層骨組の地震応答性状, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 14 巻, 第 55 号, pp.73-85, 2007.9.

【学会発表】

1. 百野泰樹, 井上一朗, 聲高裕治, 張シシュン: 高力ボルト接合を用いた H 形鋼柱梁制震接合システムの力学モデルに関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.629-630, 2002.8.
2. 田代靖彦, 百野泰樹, 聲高裕治, 井上一朗, 吹田啓一郎, 澤井祥晃, 安藤正和: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験 その 1 試験体の設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.997-998, 2004.8.
3. 澤井祥晃, 百野泰樹, 聲高裕治, 井上一朗, 吹田啓一郎, 田代靖彦, 安藤正和: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験 その 2 接合部の設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.999-1000, 2004.8.
4. 井上一朗, 百野泰樹, 聲高裕治, 諸岡繁洋: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験 その 3 方杖ダンパーの座屈拘束設計と性能確認実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.1001-1002, 2004.8.
5. 百野泰樹, 井上一朗, 聲高裕治: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.1011-1012, 2004.8.
6. 寺島雄一郎, 百野泰樹, 多賀謙蔵, 井上一朗: 方杖ダンパー接合構造を適用した高層骨組の地震応答性状 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.747-748, 2006.9.
7. 百野泰樹, 寺島雄一郎, 多賀謙蔵, 井上一朗: 方杖ダンパー接合構造を適用した高層骨組の地震応答性状 (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.749-750, 2006.9.
8. 百野泰樹, 井上一朗, 聲高裕治, 張シシュン: 高力ボルト接合を用いた H 形鋼柱梁制震接合システムの力学モデルに関する研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 42 号・構造系, pp.193-196, 2002.6.
9. 聲高裕治, 百野泰樹, 井上一朗, 吹田啓一郎, 田代靖彦, 澤井祥晃, 安藤正和: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験 その 1 試験体および接合部の設計, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 44 号・構造系, pp.397-400, 2004.6.
10. 井上一朗, 百野泰樹, 聲高裕治, 諸岡繁洋: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験 その 2 方杖ダンパーの座屈拘束設計と性能確認実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 44 号・構造系, pp.401-404, 2004.6.

11. 百野泰樹, 井上一朗, 聲高裕治: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の地震応答解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第44号・構造系, pp.409-412, 2004.6.
12. 寺島雄一郎, 百野泰樹, 多賀謙蔵, 井上一朗: 方杖ダンパー接合構造を適用した高層骨組の地震応答性状, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第46号・構造系, pp.269-272, 2006.6.
13. Suita, K., Inoue, K., Koetaka, Y., Ando, M., and Byakuno, Y.: Full-Scale Tests for Seismic Performance Verification of Steel Building Structures with Knee Brace Dampers, The 6th Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures (SEEBUS 2004), pp.113-121, 2004.11.
14. Koetaka, Y., Byakuno, Y., and Inoue, K.: Experimental Verification of Design Criteria of Knee Brace Damper, The 8th Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures (SEEBUS 2006), 2006.12.

以上

謝 辞

本論文は、鋼構造骨組の耐震性能・施工品質の向上を目指して開発された機械式接合システム「方杖ダンパー接合構造」を対象としております。著者がはじめて「方杖ダンパー接合構造」と接したのは2001年のことであり、当時すでに多くの方々の手により実現に向けた研究と改善が積み重ねられていました。代表研究者であった京都大学教授 井上一朗 先生は、この接合構造に関する力学モデルの構築という課題を著者の卒業論文のテーマとして与えてくださりました。その後も、実大骨組試験体の設計や、方杖ダンパーの座屈拘束性能確認実験、簡便な解析法の構築など、方杖ダンパー接合構造に関わる一連の研究の中で、たくさんの方々に支えられながら、その一端を担わせていただきました。本論文は、著者が2001年から今日までの間に研究を進め、その成果をまとめたものです。

京都大学教授 井上一朗 先生には、大学4年生の当時から今日にいたるまで、研究を進めるうえでの御指導・御助言ばかりか、折に触れて著者を激励するあたたかい言葉を頂戴し、ここに心より感謝の意を表します。建築という大きなものを対象とする上で、人との関係なくしては研究も仕事も成立しえないということを実感しています。未熟な著者はこれまで周囲の人からの厚意を頂戴してきましたが、今後は少しでも還元できる人間になるべく精進してまいりますので、今後とも御指導いただきますよう、よろしくお願い申し上げます。

京都大学教授 上谷宏二 先生、ならびに同 教授 林康裕 先生には、本論文の審査に際して親切な御助言を賜りました。新鮮な視点でのご指摘を頂戴し、著者自身が研究の価値を整理して再確認するきっかけとなりました。ここに謹んで感謝の意を表します。

京都大学教授 中島正愛 先生 ((独)防災科学研究所 兵庫耐震工学研究センター(E-Defense)センター長 兼務)、ならびに同 准教授 吹田啓一郎 先生には、一連の研究の中で多くの御助言と御指導をいただきました。特に、実大骨組実験や方杖ダンパー座屈拘束性能確認実験において、計画から実施にいたる中で大変お世話になりました。ここに厚くお礼申し上げます。

熊本大学教授 小川厚治 先生には、本論文第4章で述べた「単純化モデル」の構築に際して、パネルゾーンのモデル化に関する大変有意義な御助言をいただきました。ここに謹んで感謝の意を表します。

実大骨組実験の研究グループとして、(株)日建設計 多賀謙蔵氏、田代靖彦氏、(株)竹中工務店 田中利幸氏、澤井祥晃氏、(株)大林組 藤田佳広氏、新居努氏からは、当時修士課程の著者に対し実務設計の立場から貴重なご意見を賜りました。また多賀謙蔵氏には、本論文第6章の方杖ダンパー接合構造を用いた高層骨組の設計について、多大なるご協力をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

著者が京都大学修士課程に在席していた当時の、元 京都大学講師 諸岡繁洋 先生 (現在、東海大学 准教授)、元 京都大学助手 聲高裕治 先生 (現在、大阪工業大学 講師)には、本論文の大部分にあたる実験や解析の方法、研究成果のまとめ方について親切に御指導いただきました。ここに心よりの感謝の意を表します。

張シシュン氏((株)竹中工務店)は著者が研究に就いた当時の先輩であり、共通の研究テーマである「方杖ダンパー接合構造」ととどまらず、研究に関わるさまざまな事柄を教えてくださいました。本論文の第5章で述べた骨組の設計については、その大部分を張氏に方向付けていただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

寺島雄一郎 君 ((株)東畑建築事務所)には、卒業論文のテーマとして第6章「高層骨組への適用」をともに考えていただき、解析と設計の試行錯誤に尽力いただきました。ここに厚くお礼申し上げますとともに、今後とも設計実務に携わる仲間として著者とお付き合いいただきますようお願い致します。

著者は、2004年から(株)大林組に所属し、現在東京本社設計本部にて構造設計の実務に就いております。2007年より京都大学博士後期課程に編入学し、社会人ドクターとして研究をさせていただきました。

京都大学助教 佐藤篤司先生、同 博士課程 松尾真太郎 君をはじめとする研究室の皆さまには、著者をあたたかく受け入れていただき、研究資料の収集や研究発表の準備などにおいても、大変お世話になりました。ここに、深く感謝の意を表します。松山圭子さんと松山智子さんには、研究に関する手続きのほとんどすべてをサポートしていただいた上に、たびたび心ある励ましの言葉を頂戴しました。心より感謝の意を表します。

(株)大林組 東京本社 設計本部副本部長 橋本康則 氏、設計部部長 菊池正彦 氏、本店 設計管理部 部長 八木貞木 氏、元 設計本部副本部長 斉藤喜一郎 氏をはじめとする皆さまには、研究活動に対する御理解と御支持をいただき、多くの励ましのお言葉を頂戴してまいりました。また、直属の上司である課長 江村勝氏をはじめ、職場の皆さまには常にあたたかく見守っていただき、業務を助けていただきました。ここに、深く感謝の意を表するとともに、今日以降この研究成果を少しずつでも還元できるよう努力して参りますので、引き続き御指導いただきますようお願いいたします。

最後に、離れた場所から常に応援し、また心配し続けてくれた、父 百野正直、母 孝代、姉 奈穂、祖母 長井とし に深く感謝し、末長い御健勝を祈念致します。

2009年1月

百野 泰樹